



**Joaquim Miguel
Gonçalves Macedo**

**Análise do Desempenho de Autoestradas Através
de Microssimulação**



**Joaquim Miguel
Gonçalves Macedo**

**Análise do Desempenho de Autoestradas Através
de Microssimulação**

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Doutor Luís Guilherme de Picado Santos, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico.

À minha esposa Rosa e à minha filha Maria

o júri

presidente

Prof. Doutor Joaquim José Borges Gouveia
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Luís Guilherme de Picado Santos
professor catedrático do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Américo Henrique Pires da Costa
professor associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor José Pedro Maia Pimentel Tavares
professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Filipe Manuel Mercier Vilaça e Moura
professor auxiliar do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Prof. Doutor João António de Abreu e Silva
professor auxiliar convidado do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Prof. Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Ao terminar este trabalho não posso deixar de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a sua concretização, e em especial:

- Ao Professor Agostinho Benta, meu orientador, pela disponibilidade e forma como orientou cientificamente esta dissertação e acima de tudo pela amizade;
- Ao Professor Luís Picado Santos, meu coorientador, pela orientação, amizade e ajuda na obtenção da informação necessária a este trabalho;
- Ao Professor Pires da Costa, o meu Grande Mestre. Sem dúvida a pessoa que mais contribuiu para o meu percurso profissional e a quem ficarei eternamente grato. O meu Muito Obrigado por tudo o que me ensinou e continua a ensinar;
- Ao Professor Claudino Cardoso, pela confiança que sempre em mim depositou, amizade e estímulos para que concretizasse esta dissertação;
- Ao Departamento de Engenharia Civil (DECivil) da Universidade de Aveiro na pessoa do seu Diretor, Professor Paulo Cachim, por me terem proporcionado a oportunidade de com eles colaborar e possibilitado desenvolver todos os trabalhos;
- A todos os colegas do DECivil, em particular à Inês Meireles, Margarida Lopes, Fernanda Rodrigues e José Lapa, que em muito me ajudaram, quer na tese, quer durante os períodos letivos e que sempre me incentivaram;
- Às pessoas que contribuíram de alguma forma para o trabalho, destacando o Filmon Habtemichael e o Luís Silva;
- À Brisa, pelo fornecimento dos dados essenciais ao caso de estudo;
- À PTV que me permitiu a utilização graciosa do microssimulador VISSIM;
- Ao Paulo Oliveira, pela amizade, ajuda na revisão do texto e pelas longas horas de discussões que me possibilitaram melhorá-lo;
- A todos os meus Amigos que me deram algo de fundamental, a AMIZADE;
- Aos meus sogros e cunhados, por todo o apoio logístico durante o tempo que demorou a elaboração desta dissertação e ao meu irmão Alberto, pela paciência, compreensão e carinho que sempre evidenciaram.
- Aos meus pais, que me educaram e deram (e continuam a dar) tudo o que precisei para ser o que sou. A eles, tudo devo.
- À minha querida filha Maria, em quem sempre pensei quando estava mais desanimado e em quem encontrei a força para terminar este trabalho;
- Finalmente à minha esposa Rosa, pelo apoio que sempre demonstrou e muita paciência e tolerância que teve durante estes anos. Foi sem dúvida o pilar que me suportou nos momentos mais difíceis.

palavras-chave

autoestradas, microssimulação, níveis de serviço, modelação em transportes, engenharia de tráfego.

resumo

Portugal é um dos países europeus com melhor cobertura espacial e populacional de rede de autoestradas (5º entre os 27 da UE). O acentuado crescimento desta rede nos últimos anos leva a que seja necessária a utilização de metodologias de análise e avaliação da qualidade do serviço que é prestado nestas infraestruturas, relativamente às condições de circulação.

Usualmente, a avaliação da qualidade de serviço é efetuada por intermédio de metodologias internacionalmente aceites, das quais se destaca a preconizada no Highway Capacity Manual (HCM). É com esta última metodologia que são habitualmente determinados em Portugal, os níveis de serviço nas diversas componentes de uma autoestrada (secções correntes, ramos de ligação e segmentos de entrecruzamento). No entanto, a sua transposição direta para a realidade portuguesa levanta algumas reservas, uma vez que os elementos que compõem o ambiente rodoviário (infraestrutura, veículo e condutor) são distintos dos da realidade norte-americana para a qual foi desenvolvida.

Assim, seria útil para os atores envolvidos no setor rodoviário dispor de metodologias desenvolvidas para as condições portuguesas, que possibilitassem uma caracterização mais realista da qualidade de serviço ao nível da operação em autoestradas. No entanto, importa referir que o desenvolvimento de metodologias deste género requer uma quantidade muito significativa de dados geométricos e de tráfego, o que acarreta uma enorme necessidade de meios, quer humanos, quer materiais. Esta abordagem é assim de difícil execução, sendo por isso necessário recorrer a metodologias alternativas para a persecução deste objetivo.

Ultimamente tem-se verificado o uso cada vez mais generalizado de modelos de simulação microscópica de tráfego, que simulando o movimento individual dos veículos num ambiente virtual permitem realizar análises de tráfego.

A presente dissertação apresenta os resultados obtidos no desenvolvimento de uma metodologia que procura recriar, através de simuladores microscópicos de tráfego, o comportamento das correntes de tráfego em secções correntes de autoestradas com o intuito de, posteriormente, se proceder à adaptação da metodologia preconizada no HCM (na sua edição de 2000) à realidade portuguesa. Para tal, com os simuladores microscópicos utilizados (AIMSUN e VISSIM) procurou-se reproduzir as condições de circulação numa autoestrada portuguesa, de modo a que fosse possível analisar as alterações sofridas no comportamento das correntes de tráfego após a modificação dos principais fatores geométricos e de tráfego envolvidos na metodologia do HCM 2000. Para o efeito, realizou-se uma análise de sensibilidade aos simuladores de forma a avaliar a sua capacidade para representar a influência desses fatores, com vista a, numa fase posterior, se quantificar o seu efeito para a realidade nacional e dessa forma se proceder à adequação da referida metodologia ao contexto português.

Em resumo, o presente trabalho apresenta as principais vantagens e limitações dos microssimuladores AIMSUN e VISSIM na modelação do tráfego de uma autoestrada portuguesa, tendo-se concluído que estes simuladores não são capazes de representar de forma explícita alguns dos fatores considerados na metodologia do HCM 2000, o que impossibilita a sua utilização como ferramenta de quantificação dos seus efeitos e consequentemente inviabiliza a adaptação dessa metodologia à realidade nacional. São, no entanto, referidas algumas indicações de como essas limitações poderão vir a ser ultrapassadas, com vista à consecução futura dessa adequação.

keywords

freeways, microsimulation, level of service, transport modelling, traffic engineering.

abstract

Portugal is one of the European countries with better spatial and population freeway network coverage (the 5th among the 27 European Union countries). The sharp growth of this network in the last years instigates the use of methods of analysis and the evaluation of their quality of service in terms of the traffic performance.

Typically, the evaluation of the quality of service is performed through internationally accepted methodologies, namely that presented in the Highway Capacity Manual (HCM). In Portugal, the levels of service in the various components of a freeway (basic freeway segments, freeway weaving, ramps and ramp junctions) are usually determined based on this methodology. However, its direct transposition to the Portuguese reality raises some reservations, since the elements of the road environment (infrastructure, vehicle and driver) are distinct from those of the North-America, for which the methodology by HCM was developed.

Consequently, it would be useful for the road sector stakeholders to have methodologies developed specifically for the Portuguese conditions, which would enable a more realistic characterization of the freeway operational level of service. Nonetheless, the development of this kind of methodologies requires a large quantity of traffic and geometric data, which requires a significant amount of both human and material resources. Because the implementation of this approach is complex, the use of alternative methodologies is essential.

Lately, the use of microscopic traffic simulation models has been increasingly widespread. These models simulate the individual movement of the vehicles, allowing to perform traffic analysis.

This thesis presents the results obtained in developing a methodology which replicates the traffic flows behavior on basic freeway segments, through microscopic simulators. The target of this study is to, in the future, serve as an auxiliary tool in the adaptation of the methodology by HCM 2000 to Portugal. For this reason, this thesis presents results obtained with the microscopic simulators AIMSUN and VISSIM for the simulation of the traffic circulation in the A5 Portuguese freeway. The results allowed to analyze the influence of the main geometric and traffic factors involved in the methodology by HCM 2000. On behalf of the validation of the considered microscopic simulators to represent the influence of the involved factors, a sensibility analysis was performed based on data from the referred freeway. The ultimate objective (to be explored in the future) will be to quantify the observed influences and to adapt the methodology to the Portuguese context.

In conclusion, this study presents the main advantages and limitations of the microsimulators AIMSUN and VISSIM in modeling the traffic circulation in Portuguese freeways. The main limitation is that these microsimulators are not able to simulate explicitly some of the factors considered in the HCM 2000 methodology, which invalidates their direct use as a tool in the quantification of those effects and, consequently, makes the direct adaptation of this methodology to Portugal impracticable. This study ends providing solutions on how these limitations can be overcome, so that the adaptation of the HCM 2000 methodology to Portugal can be achieved in the future.

ÍNDICE

ÍNDICE	xv
ÍNDICE DE FIGURAS	xxiii
ÍNDICE DE QUADROS	xxxiii
CAPÍTULO 1	
1. INTRODUÇÃO	3
1.1 ENQUADRAMENTO	3
1.2 MOTIVAÇÃO DO ESTUDO	10
1.3 OBJETIVOS	11
1.4 ABORDAGEM UTILIZADA	12
1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	12
CAPÍTULO 2	
2. MODELAÇÃO EM TRANSPORTES	17
2.1 INTRODUÇÃO	17
2.2 DEFINIÇÃO DO CONCEITO DE MODELAÇÃO	17
2.3 A MODELAÇÃO NA ÁREA DOS TRANSPORTES E A SUA IMPORTÂNCIA	19
2.3.1. Categorias de Ferramentas de Análise de Tráfego	22
2.4 MODELOS DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO	26
2.4.1. Nível de Detalhe dos Modelos de Simulação de Tráfego	29
2.4.2. Classificação dos Modelos de Simulação quanto à Variabilidade Temporal	32
2.4.3. Representação do Processo de Simulação	33
2.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS VÁRIOS MODELOS DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO	34
2.6 PRINCIPAIS MODELOS DE SIMULAÇÃO MACROSCÓPICOS, MESOSCÓPICOS E MICROSCÓPICOS	38
2.6.1. Modelos Macroscópicos	38
2.6.2. Modelos Mesoscópicos	41
2.6.3. Modelos Microscópicos	42
2.7 CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE SIMULAÇÃO MICROSCÓPICOS	42
2.7.1. Modelos Microscópicos de Tráfego	45
2.7.1.1. Modelos de seguimento (car-following)	45

2.7.1.2. Modelos de aceleração em regime livre (<i>free-flow</i>) e modelos gerais de aceleração	59
2.7.1.3. Modelos de mudança de via (<i>lane changing</i>)	70
2.7.1.4. Modelos de aceitação do intervalo disponível (<i>gap acceptance</i>)	79
2.7.2. Técnicas de Modelação em Simulação Microscópica	83
2.7.3. Descrição dos Principais Simuladores Microscópicos de Tráfego	84
2.7.3.1. AIMSUN.....	84
2.7.3.2. CORSIM.....	85
2.7.3.3. VISSIM	86
2.7.3.4. PARAMICS.....	87
2.7.3.5. DRACULA.....	89
2.7.3.6. MITSIM	89
2.7.4. Aplicações Práticas dos Modelos de Simulação Microscópica	92
2.7.5. Áreas de Desenvolvimento dos Modelos Microscópicos	93
2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	95
CAPÍTULO 3	
3. CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DE MODELOS DE MICROSIMULAÇÃO DE TRÁFEGO	99
3.1 INTRODUÇÃO	99
3.2 Os PROCESSOS DE CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO	100
3.2.1. Calibração	100
3.2.2. Validação	102
3.2.3. Especificidades dos Processos de Verificação e Validação de Modelos de Simulação de Tráfego	104
3.3 METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DOS MODELOS	104
3.3.1. Medidas de Ajustamento.....	105
3.3.1.1. Medidas de ajustamento utilizadas na simulação microscópica de tráfego	105
3.3.1.2. Representações gráficas.....	117
3.3.1.3. Critérios de aceitação de algumas das medidas de ajustamento.....	121
3.3.2. Procedimentos/Metodologias de Calibração	125
3.3.2.1. Metodologia proposta pela FHWA.....	126

3.3.2.2. Metodologia proposta por Hourdakis et al.	128
3.3.2.3. Metodologia proposta por Chu et al.	130
3.3.2.4. Recomendações propostas por Hollander e Liu.	134
3.4 ASPECTOS IMPORTANTES NA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO	136
3.4.1. Amostragem	136
3.4.2. Número de Repetições da Simulação	138
3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.	141
CAPÍTULO 4	
4. ANÁLISE DO DESEMPENHO DE AUTOESTRADAS SEGUNDO O HCM	145
4.1 INTRODUÇÃO	145
4.2 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO HCM	145
4.3 A ANÁLISE DO DESEMPENHO DE AUTOESTRADAS PELO HCM.	154
4.3.1. Componentes de uma Autoestrada.	154
4.3.2. Relações Velocidade - Débito e Concentração - Débito.	156
4.3.3. Capacidade em Secções Correntes de Autoestrada.	157
4.3.4. Critérios para a Definição do Nível de Serviço	158
4.4 DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO EM SECÇÕES CORRENTES	160
4.4.1. Determinação da Velocidade em Regime Livre.	161
4.4.2. Determinação do Débito.	164
4.5 NOVOS DESENVOLVIMENTOS INTRODUZIDOS PELO HCM 2010	171
CAPÍTULO 5	
5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AOS SIMULADORES AIMSUN E VISSIM	181
5.1 INTRODUÇÃO	181
5.2 ABORDAGEM UTILIZADA	181
5.3 RESULTADOS OBTIDOS	186
5.3.1. Simulador AIMSUN	186
5.3.1.1. Velocidade máxima desejada.	188
5.3.1.2. Tempo de reação dos condutores.	190
5.3.1.3. Fator de sensibilidade.	192

5.3.1.4.	<i>Aceitação da velocidade</i>	194
5.3.1.5.	<i>Distância mínima entre veículos</i>	197
5.3.1.6.	<i>“Headway” mínimo</i>	198
5.3.1.7.	<i>Diferença de velocidade máxima</i>	200
5.3.1.8.	<i>Velocidade máxima na secção</i>	203
5.3.1.9.	<i>Percentagem para ultrapassar</i>	204
5.3.2.	<i>Simulador VISSIM</i>	206
5.3.2.1.	<i>Velocidade desejada</i>	207
5.3.2.2.	<i>CC0 - Distância parado (standstill distance)</i>	210
5.3.2.3.	<i>CC1 - Tempo para o veículo da frente</i>	213
5.3.2.4.	<i>CC2 - Variação de seguimento</i>	214
5.3.2.5.	<i>Restantes parâmetros de calibração do modelo de seguimento</i>	216
5.3.2.6.	<i>Influência do modelo de mudança de via</i>	217
5.3.2.7.	<i>Influência dos parâmetros no modelo de seleção livre de via</i>	221
5.3.2.8.	<i>Influência dos parâmetros no modelo da regra da via direita</i>	222
5.4	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS</i>	224
 CAPÍTULO 6		
6.	<i>ANÁLISE DO DESEMPENHO DE UMA AUTOESTRADA PORTUGUESA</i>	227
6.1	<i>INTRODUÇÃO</i>	227
6.2	<i>DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO</i>	227
6.3	<i>DADOS RECOLHIDOS</i>	231
6.3.1.	<i>Dados de Tráfego</i>	231
6.3.2.	<i>Dados Geométricos</i>	237
6.4	<i>ANÁLISE DO DESEMPENHO SEGUNDO O HCM 2000</i>	238
6.5	<i>MODELAÇÃO DA AUTOESTRADA A5 USANDO OS MICROSSIMULADORES</i>	246
6.5.1.	<i>Introdução</i>	246
6.5.2.	<i>Construção dos Modelos de Microsimulação</i>	246
6.5.3.	<i>Calibração e Validação dos Modelos de Microsimulação</i>	249
6.5.3.1.	<i>Calibração do simulador AIMSUN</i>	251
6.5.3.2.	<i>Calibração do simulador VISSIM</i>	254

6.5.4. Resultados Obtidos	256
6.5.4.1. Calibração.....	256
6.5.4.2. Validação	267
6.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	272
CAPÍTULO 7	
7. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DO HCM 2000	277
7.1 INTRODUÇÃO	277
7.2 ABORDAGEM UTILIZADA	277
7.3 RESULTADOS OBTIDOS E SUA DISCUSSÃO	282
7.3.1. Relações Velocidade-Débito Obtidas pelos Simuladores	282
7.3.2. Influência da Largura das Vias	283
7.3.3. Influência da Desobstrução Lateral na Berma Direita	285
7.3.4. Influência da Composição do Tráfego e da Inclinação dos Traineis.	286
7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	288
CAPÍTULO 8	
8. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	291
8.1 CONCLUSÕES	291
8.2 PERSPETIVAS FUTURAS	293
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	299
ANEXO A	
ANEXO A - METODOLOGIA DO HCM 2000 PARA SEGMENTOS DE ENTRECRUZAMENTO E RAMOS DE LIGAÇÃO	319
ANEXO B	
ANEXO B - RESULTADOS DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - AIMSUN	359
ANEXO C	
ANEXO C - RESULTADOS DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - VISSIM	375
ANEXO D	
ANEXO D - DADOS DE BASE PARA A CONSTRUÇÃO DOS MODELOS COM O AIMSUN E VISSIM	399

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Passageiros x km transportados por estrada em Portugal em biliões (EU, 2011)	4
Figura 1.2 - Toneladas x km transportadas por estrada em Portugal em biliões (EU, 2011)	4
Figura 1.3 - Consumo de combustíveis em Portugal (Pordata, 2011)	5
Figura 1.4 - Extensão da rede de autoestradas em Portugal (EU, 2011)	5
Figura 1.5 - Extensão da rede de autoestradas nos países da União Europeia (EU, 2011)	6
Figura 1.6 - Cobertura espacial da rede de autoestradas nos países da União Europeia (EU, 2011)	7
Figura 1.7 - Cobertura populacional da rede de autoestradas nos países da União Europeia (EU, 2011)	7
Figura 1.8 - Comparação entre coberturas populacional e espacial nos países da UE: a) autoestradas; b) restantes estradas nacionais ou regionais (EU, 2011)	8

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Compromissos entre o horizonte das decisões e as características dos modelos (adaptado de Vanderschuren, 2006)	26
Figura 2.2 - Nível de detalhe dos modelos (www.ptvag.com; www.aimsun.com)	34
Figura 2.3 - Conservação do número de veículos num segmento de estrada (Figueiredo, 2005)	39
Figura 2.4 - Representação do seguimento de veículos	46
Figura 2.5 - Regime de seguimento (<i>car-following</i>)	51
Figura 2.6 - Modelo de seguimento proposto por Wiedemann (Manual Vissim, PTV, 2009)	57
Figura 2.7 - Estrutura do modelo integrado de comportamento de condução (adaptado de Toledo et al., 2007)	68
Figura 2.8 - Estrutura genérica dos modelos de mudança de via (adaptado de Ben-Akiva et al., 2006)	72
Figura 2.9 - Estrutura do modelo de mudança de via (adaptado de Ahmed, 1999)	76
Figura 2.10 - Comunicação entre os módulos constituintes do MITSIMLab (adaptado de Scariza, 2003)	92

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Desenvolvimento de um modelo (Tavares, 2003)	100
Figura 3.2 - Diagrama lógico da validação de um modelo (adaptado de Barceló e Casas, 2004)	103
Figura 3.3 - Medida GEH: evolução das diferenças percentuais e absolutas (Vasconcelos, 2004)	111
Figura 3.4 - Representação gráfica dos valores simulados e observados (adaptado de Tavares, 2003)	118
Figura 3.5 - Exemplo de um gráfico de dispersão de valores observados vs simulados, com uma reta de regressão do tipo $Y=X$ (adaptado de Barceló & Casas, 2004)	119

Figura 3.6 - Exemplo de uma análise por gráfico de dispersão de valores observados e simulados (adaptado de Barceló & Casas, 2004)	120
Figura 3.7 - Possibilidade de comparação das séries (adaptado de Barceló & Casas, 2004)	121
Figura 3.8 - Calibração de um modelo de microssimulação (adaptado de FHWA, 2004b)	127
Figura 3.9 - Fluxograma do procedimento de calibração proposto por Chu et al. (2004)	131
Figura 3.10 - Fluxograma para a determinação do número de repetições da simulação (adaptado de Chu et al., 2004)	141
CAPÍTULO 4	
Figura 4.1 - Decomposição de uma autoestrada nas componentes elementares (HCM 2000)	155
Figura 4.2 - Relação Velocidade - Débito (adaptado HCM 2000)	156
Figura 4.3 - Relação Concentração - Débito (adaptado HCM 2000)	156
Figura 4.4 - Curvas velocidade - débito e critério para definição do nível de serviço (HCM 2000)	160
Figura 4.5 - Caracterização de traineis específicos e troços extensos para a determinação dos coeficientes de equivalência de veículos pesados	165
Figura 4.6 - Curvas de aceleração e desaceleração de camiões (120 kg/kW) em traineis (HCM 2000)	170
Figura 4.7 - Relações velocidade - débito na versão métrica (adaptado HCM 2000)	171
Figura 4.8 - Relações velocidade - débito na versão sistema comum de unidades dos EUA (adaptado HCM 2000)	172
Figura 4.9 - Novas relações velocidade - débito para secções correntes (adaptado HCM 2010)	173
Figura 4.10 - Comparação entre as curvas apresentadas no HCM 2000 e no HCM 2010	174
CAPÍTULO 5	
Figura 5.1 - Visão geral da pista experimental: a) AIMSUN; b) VISSIM	183
Figura 5.2 - Relação velocidade- débito obtida no simulador AIMSUN usando os parâmetros por defeito... 187	
Figura 5.3 - Influência da velocidade máxima desejada na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	189
Figura 5.4 - Influência do tempo de reação na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	191
Figura 5.5 - Influência do fator de sensibilidade na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	193
Figura 5.6 - Influência do parâmetro aceitação da velocidade na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	196

Figura 5.7 - Influência da distância mínima entre veículos na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	198
Figura 5.8 - Influência do “headway” mínimo na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	200
Figura 5.9 - Comportamento de seguimento em estradas com duas vias (adaptado de TSS, 2010)	201
Figura 5.10 - Influência da máxima diferença de velocidade na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	202
Figura 5.11 - Influência da diferença de velocidade máxima na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	204
Figura 5.12 - Influência da percentagem para ultrapassar na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	205
Figura 5.13 - Relação velocidade-débito obtida no simulador VISSIM usando os parâmetros por defeito ...	206
Figura 5.14 - Funções distribuição de probabilidade acumulada utilizadas na análise de sensibilidade do simulador VISSIM: a) velocidade desejada de 110 km/h (referência); b) velocidade desejada de 115 km/h; c) velocidade desejada de 120 km/h.....	208
Figura 5.15 - Influência da velocidade desejada na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	209
Figura 5.16 - Influência do parâmetro CC0 - distância parado (<i>standstill distance</i>) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições.....	212
Figura 5.17 - Influência do parâmetro CC1 - tempo para o veículo da frente (<i>headway time</i>) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições.....	214
Figura 5.18 - Influência do parâmetro CC2 - variação de seguimento (“ <i>following</i> ” <i>variation</i>) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições.....	215
Figura 5.19 - Influência do parâmetro CC3 - Limiar para entrada em seguimento (<i>threshold for entering “following”</i>) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	217
Figura 5.20 - Influência do modelo de mudança de via na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições.....	220
Figura 5.21 - Influência do fator de redução da distância de segurança no modelo de seleção livre de via na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições	222
Figura 5.22 - Influência do “headway” mínimo no modelo da regra da via direita na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições.....	223

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 - Localização da autoestrada A5 (Google Maps, 2013)	228
Figura 6.2 - Localização dos contadores utilizados no estudo	231
Figura 6.3 - Vista aérea da localização dos contadores: a) vista geral; b) contadores A5 1+505D CT3 e A5 1+980C CT5; c) contadores A5 3+600D CT6 e A5 4+000C CT7.1; d) contadores A5 8+050C CT11 e A5 8+050C CT12 (Adaptado Google Earth)	232
Figura 6.4 - Volumes horários médios observados no contador A5 1+980C CT5 no sentido Lisboa-Cascais ..	233
Figura 6.5 - Volumes horários médios observados no contador A5 4+000C CT7.1 no sentido Lisboa-Cascais	234
Figura 6.6 - Volumes horários médios observados no contador A5 8+050C CT11 no sentido Lisboa-Cascais .	234
Figura 6.7 - Volumes horários médios observados no contador A5 1+505D CT3 no sentido Cascais- Lisboa .	235
Figura 6.8 - Volumes horários médios observados no contador A5 3+600D CT6 no sentido Cascais- Lisboa .	235
Figura 6.9 - Volumes horários médios observados no contador A5 8+050D CT12 no sentido Cascais- Lisboa	236
Figura 6.10 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 1+980C CT5 no sentido Lisboa-Cascais nos dias típicos de semana	238
Figura 6.11 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 4+000C CT7.1 no sentido Lisboa-Cascais nos dias típicos de semana.....	239
Figura 6.12 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 8+050C CT11 no sentido Lisboa-Cascais nos dias típicos de semana.....	239
Figura 6.13 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 1+505D CT3 no sentido Cascais-Lisboa nos dias típicos de semana	240
Figura 6.14 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 3+600D CT6 no sentido Cascais-Lisboa nos dias típicos de semana	240
Figura 6.15 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 8+505D CT12 no sentido Cascais-Lisboa nos dias típicos de semana.....	241
Figura 6.16 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 1+980C CT5 no sentido Lisboa-Cascais	242
Figura 6.17 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 4+000C CT7.1 no sentido Lisboa-Cascais	242
Figura 6.18 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 1+505D CT3 no sentido Cascais-Lisboa	243
Figura 6.19 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 3+600D CT6 no sentido Cascais-Lisboa	243

Figura 6.20 - Relações velocidade-débito por via no contador A5 1+980C CT5, sentido Lisboa-Cascais: a) via 1; b) via 2; c) via 3; d) via 4.....	245
Figura 6.21 - Relações velocidade-débito por via no contador A5 1+505D CT3, sentido Cascais-Lisboa: a) via 1; b) via 2; c) via 3; d) via 4.....	245
Figura 6.22 - Codificação dos arcos sobre fotografias aéreas: a) AIMSUN, b) VISSIM	247
Figura 6.23 - Vista geral do modelo da A5 usando o AIMSUN	247
Figura 6.24 - Vista geral do modelo da A5 usando o VISSIM.....	248
Figura 6.25 - Função distribuição de probabilidade acumulada para a velocidade em regime livre obtida com base no contador A5 1+980C CT5	250
Figura 6.26 - Zonas nas mudanças de via do simulador AIMSUN (adaptado de TSS, 2010).....	253
Figura 6.27 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN no contador A5 1+980C CT5: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE.....	257
Figura 6.28 - Comparação das velocidades médias observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 1+980C CT5	258
Figura 6.29 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 1+980C CT5	259
Figura 6.30 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN no contador A5 4+000C CT7.1: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE	260
Figura 6.31 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 4+000C CT7.1	260
Figura 6.32 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN no contador A5 8+050C CT11: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE.....	261
Figura 6.33 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 8+050C CT11	262
Figura 6.34 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM no contador A5 1+980C CT5 : a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE.....	263
Figura 6.35 - Comparação das velocidades médias observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 1+980C CT5	263

Figura 6.36 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 1+980C CT5	264
Figura 6.37 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM no contador A5 4+000C CT7.1: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE	265
Figura 6.38 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 4+000C CT7.1	265
Figura 6.39 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM no contador A5 8+050C CT11: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE	266
Figura 6.40 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 8+050C CT11	267
Figura 6.41 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN: a) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 1+505D CT3; b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador A5 1+505D CT3; c) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 3+600D CT6; d) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador A5 3+600D CT6; e) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 8+050D CT12; f) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador 8+050D CT12	268
Figura 6.42 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN: a) no contador A5 1+505D CT3; b) no contador A5 3+600D CT6; c) no contador A5 8+050D CT12	269
Figura 6.43 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM: a) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 1+505D CT3; b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador A5 1+505D CT3; c) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 3+600D CT6; d) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador A5 3+600D CT6; e) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 8+050D CT12; f) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador 8+050D CT12	271
Figura 6.44 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM: a) no contador A5 1+505D CT3; b) no contador A5 3+600D CT6; c) no contador A5 8+050D CT12	272
CAPÍTULO 7	
Figura 7.1 - Visão geral da pista experimental: a) AIMSUN; b) VISSIM	279
Figura 7.2 - Função distribuição de probabilidade acumulada para a velocidade desejada	280
Figura 7.3 - Relações velocidade-débito obtidas pelos simuladores: a) AIMSUN; b) VISSIM	283

Figura 7.4 - Influência da largura das vias: a) AIMSUN; b) VISSIM.	284
Figura 7.5 - Influência da desobstrução lateral na berma direita no simulador AIMSUN.....	285
Figura 7.6 - Influência da composição do tráfego e da inclinação dos traineis: a) AIMSUN; b) VISSIM.	287

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 - Comparação das abordagens macroscópica e microscópica (Scherr, Adams, & Bauer, 2003) ..	36
Quadro 2.2 - Vantagens e desvantagens dos diversos modelos de simulação de tráfego	37
Quadro 2.3 - Tipos de modelos de microssimulação (SMARTTEST, 2000)	43
Quadro 2.4 - Combinações de valores para os parâmetros m e l no modelo GHR (Brackstone e McDonald, 1999)	54
Quadro 2.5 - Formulações matemáticas para os regimes propostos por Zhang et al.(1998)	65

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 - Medidas de ajustamento (adaptado de Hollander & Liu, 2008)	114
Quadro 3.2 - Significados dos valores das três componentes de U (adaptado de Hourdakakis et al., 2003) ...	123
Quadro 3.3 - Critérios de calibração para modelos de autoestradas do Departamento de transportes do Wisconsin (WDoT, 2002)	125
Quadro 3.4 - Recomendações para a realização da calibração de modelos de simulação microscópica de tráfego (adaptado de Hollander e Liu, 2008)	135

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 - Definição do nível de serviço em secções correntes de autoestradas (HCM 2000)	158
Quadro 4.2 - Critérios para definição do nível de serviço em autoestradas (HCM 2000)	159
Quadro 4.3 - Ajustamento (f_{LW}) devido à largura das vias (HCM 2000)	162
Quadro 4.4 - Ajustamento (f_{LC}) devido à desobstrução lateral (HCM 2000)	162
Quadro 4.5 - Ajustamento (f_N) devido ao número de vias (autoestradas urbanas) (HCM 2000)	163
Quadro 4.6 - Ajustamento (f_{ID}) devido à densidade de nós de ligação (HCM 2000)	163
Quadro 4.7 - Fatores de Equivalência para pesados e RVs em troços extensos (HCM 2000)	166
Quadro 4.8 - Fatores de Equivalência para Camiões e Autocarros em traineis ascendentes (HCM 2000)	166
Quadro 4.9 - Fatores de Equivalência para veículos de recreio em traineis ascendentes (HCM 2000)	168
Quadro 4.10 - Fatores de Equivalência para Camiões em traineis descendentes (HCM 2000)	168
Quadro 4.11 - Intervalos do débito em que a velocidade é constante.	174
Quadro 4.12 - Definição analítica das curvas que relacionam velocidade e débito (adaptado de HCM 2000 e HCM 2010)	175

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 - Valores por defeito dos parâmetros de calibração do simulador AIMSUN	184
Quadro 5.2 - - Valores por defeito dos parâmetros de calibração do simulador VISSIM.....	185
Quadro 5.3 - Valores considerados nas simulações para a velocidade máxima desejada	188
Quadro 5.4 - Valores considerados nas simulações para o parâmetro aceitação da velocidade	195
Quadro 5.5 - Valores considerados nas simulações para a distância mínima entre veículos.....	197
Quadro 5.6 - Definição das funções distribuição de probabilidade da velocidade desejada utilizadas na análise de sensibilidade.	208
Quadro 5.7 - Parâmetros envolvidos no modelo de seguimento de Wiedemann 1999.....	210
Quadro 5.8 - Parâmetros envolvidos nos modelos de mudança de via do simulador VISSIM.....	219

CAPÍTULO 6

Quadro 6.1 - Volumes de tráfego na autoestrada A5 entre 2008 e 2012	229
Quadro 6.2 - Número de vias e extensão dos troços da A5, por sentido	229
Quadro 6.3 - Locais serviços e localização dos nós de ligação da A5	230
Quadro 6.4 - Composição do tráfego num dia típico.....	237
Quadro 6.5 - Valores adotados na calibração dos parâmetros globais.....	251
Quadro 6.6 - Valores calibrados dos parâmetros locais.....	253
Quadro 6.7 - Valores de calibração dos parâmetros relativos aos veículos	254
Quadro 6.8 - Valores considerados no final da calibração para a velocidade máxima desejada.....	254
Quadro 6.9 - Valores adotados na calibração do modelo de seguimento do VISSIM	255

CAPÍTULO 7

Quadro 7.1 - Valores adotados na calibração do modelo do simulador AIMSUN.....	280
Quadro 7.2 - Valores adotados na calibração do modelo do simulador VISSIM	281

CAPÍTULO 1

Introdução

1. INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

O desenvolvimento económico, a melhoria das condições de vida e a evolução tecnológica que se tem verificado nas últimas décadas, tem originado um pouco por todo o mundo uma cada vez maior pressão nas pessoas no sentido destas conseguirem chegar o mais depressa possível a bens e serviços indispensáveis à sua vida quotidiana. Assim sendo, estas têm uma cada vez maior necessidade em chegarem a um maior número de locais no menor tempo possível, o que se traduz num aumento dos requisitos de mobilidade. De um modo geral, os requisitos de mobilidade estão diretamente associados ao conceito de qualidade de vida, pois o acesso e escolha de um número cada vez maior de bens e serviços aos quais as pessoas pretendem aceder na sua via quotidiana, tem reflexo num aumento significativo do número de viagens geradas pelos mais diversos motivos. Para além disto, também as distâncias percorridas são cada vez maiores, devido, por um lado, à deslocalização de residência para a periferia das grandes cidades, onde o custo da habitação é mais baixo, e por outro lado, pelo facto de atualmente haver uma maior volatilidade do emprego. Hoje em dia os trabalhadores mudam de local de trabalho com muito mais frequência e isto tem consequências ao nível da mobilidade, pois nem sempre tal é acompanhado por uma mudança de residência o que causa em muitos casos aumentos das distâncias percorridas nos movimentos pendulares.

O número crescente de deslocações que são efetuadas diariamente, tem levado a um aumento progressivo do tráfego automóvel que circula nas redes rodoviárias, patente em indicadores como o número de passageiros-quilómetros transportados (Figura 1.1), as toneladas-quilómetros transportadas (Figura 1.2) e o consumo de combustíveis (Figura 1.3) registados nas últimas duas décadas em Portugal.

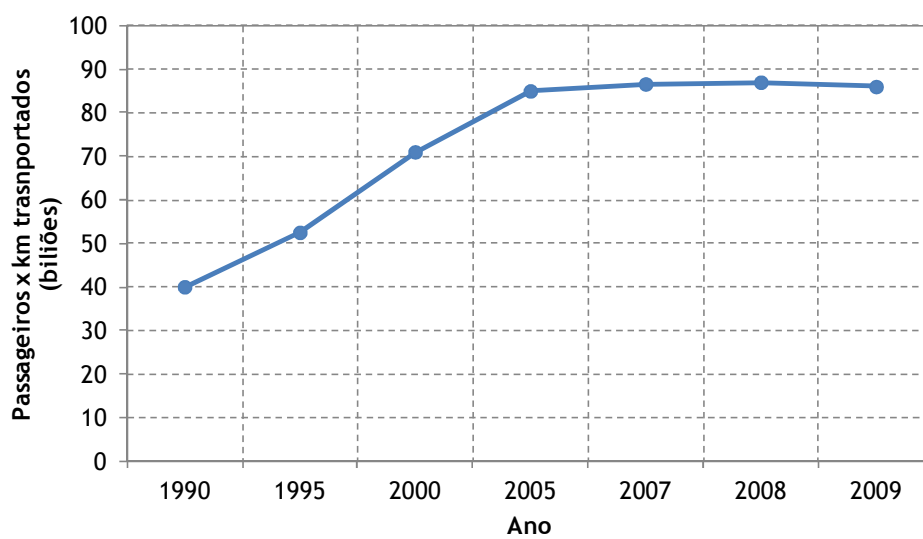


Figura 1.1 - Passageiros x km transportados por estrada em Portugal em bilhões (EU, 2011)

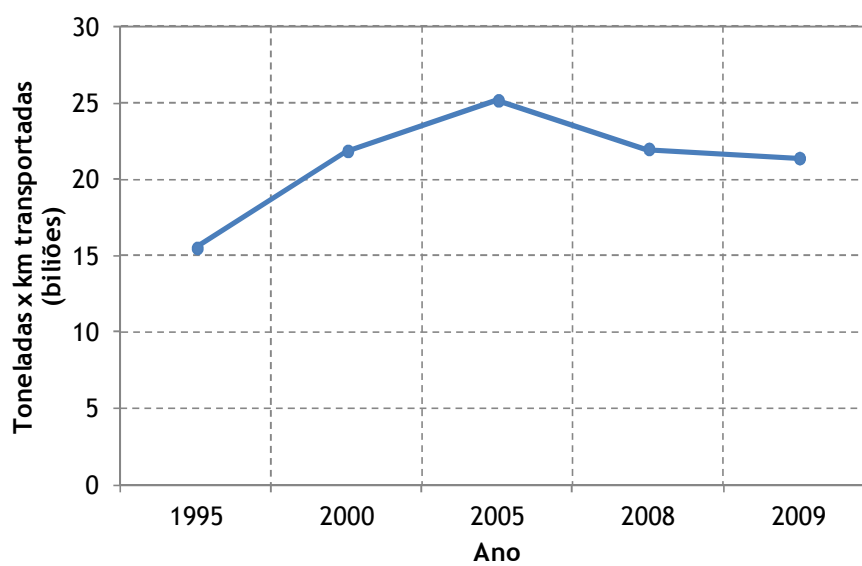


Figura 1.2 - Toneladas x km transportadas por estrada em Portugal em bilhões (EU, 2011)

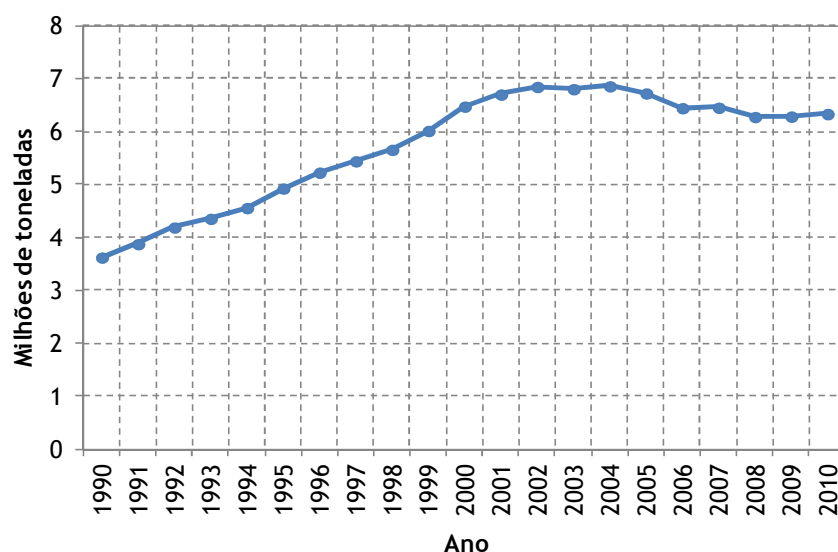


Figura 1.3 - Consumo de combustíveis em Portugal (Pordata, 2011)

Para lhe fazer face, tem havido um investimento importante no desenvolvimento das redes rodoviárias, quer em extensão, quer em termos das suas características geométricas. A constatação deste facto é o crescimento de 830% registado de 1990 a 2008 na extensão da rede de autoestradas em serviço em Portugal, segundo os dados disponibilizados pelo EUROSTAT (EU, 2011) (Figura 1.4). Em 2008, e segundo o EUROSTAT (EU, 2011) a rede de autoestradas representava cerca de 20% da rede total de estradas nacionais e regionais em Portugal, cuja extensão era de 12990 km. De notar ainda que o transporte por estrada representava em 2009 94,9% da repartição modal no transporte de passageiros em Portugal (EU, 2011).

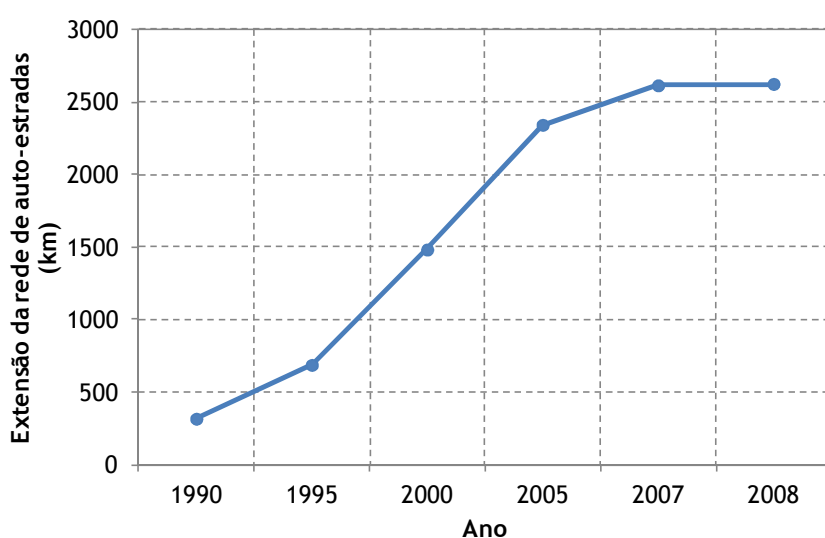


Figura 1.4 - Extensão da rede de autoestradas em Portugal (EU, 2011)

Aliás, o forte investimento nos últimos anos neste tipo de infraestrutura de transportes, tornou Portugal num dos países da União Europeia com uma das maiores redes de autoestradas quer em termos de extensão, quer ao nível de indicadores como a cobertura espacial (km de autoestrada por 1000 km²) e populacional (km de autoestrada por 100 000 habitantes). O uso deste tipo de indicadores (cobertura espacial e populacional) permite uma melhor comparação entre as realidades dos vários países, pois possibilita incluir na análise a dimensão do território e a população residente. Na Figura 1.5 apresenta-se a extensão total da rede de autoestradas dos 27 países da União Europeia no ano de 2008 (EU, 2011), estando os países ordenados em função do valor do seu Produto Interno Bruto (PIB).

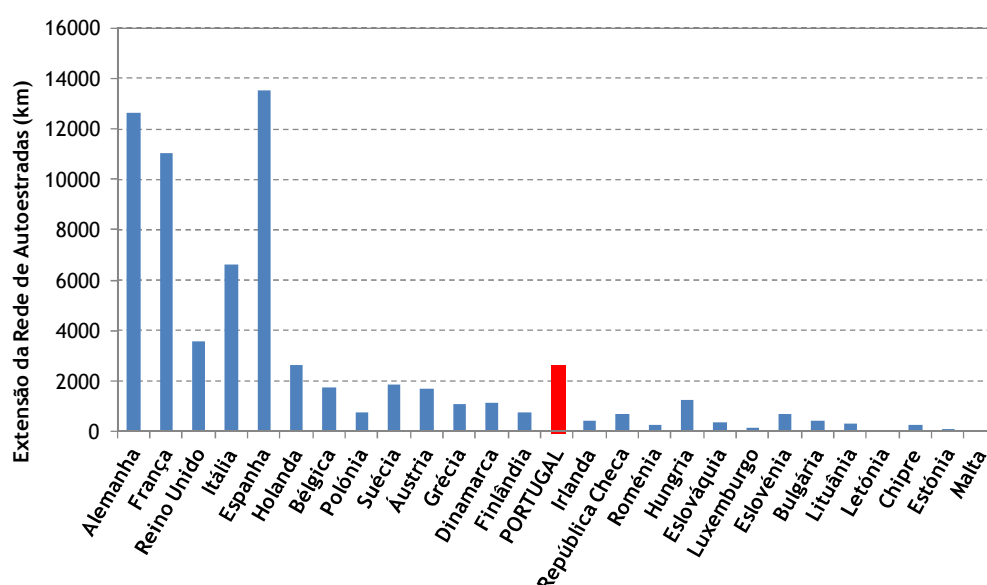


Figura 1.5 - Extensão da rede de autoestradas nos países da União Europeia (EU, 2011)

Desde logo, é possível verificar que Portugal tem a sétima maior rede de autoestradas em termos absolutos, sendo o país cuja rede tem maior extensão se se considerarem apenas os países cujo PIB é semelhante ao português.

Quando se comparam os países em termos de cobertura espacial (Figura 1.6) e cobertura populacional (Figura 1.7), verifica-se que em 2008 Portugal continua a apresentar resultados que colocam o país nos lugares cimeiros também para este tipo de indicadores. Estes resultados mostram claramente a importância que a rede de autoestradas tem no sistema de transportes português e acima de tudo permite enquadrar a realidade portuguesa no contexto europeu.

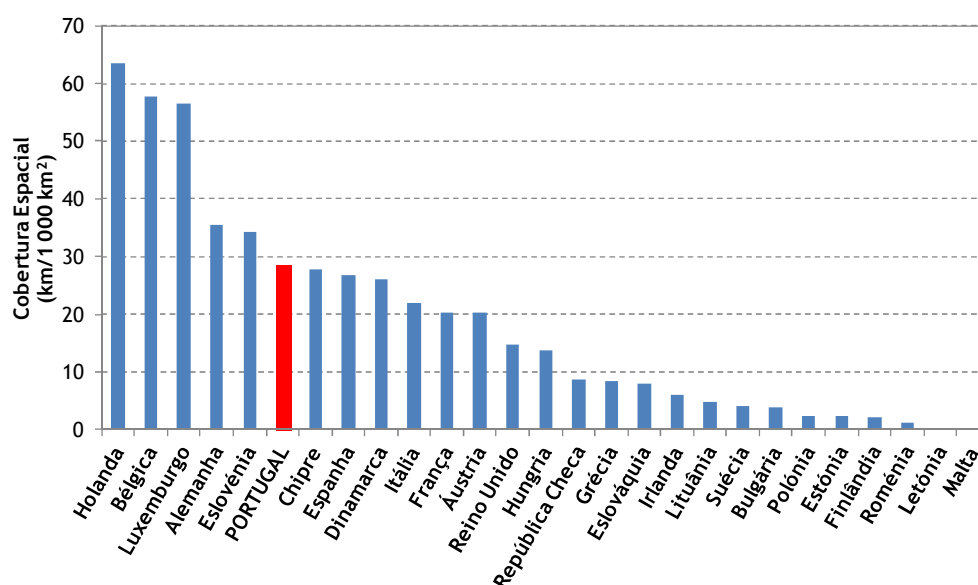


Figura 1.6 - Cobertura espacial da rede de autoestradas nos países da União Europeia (EU, 2011)

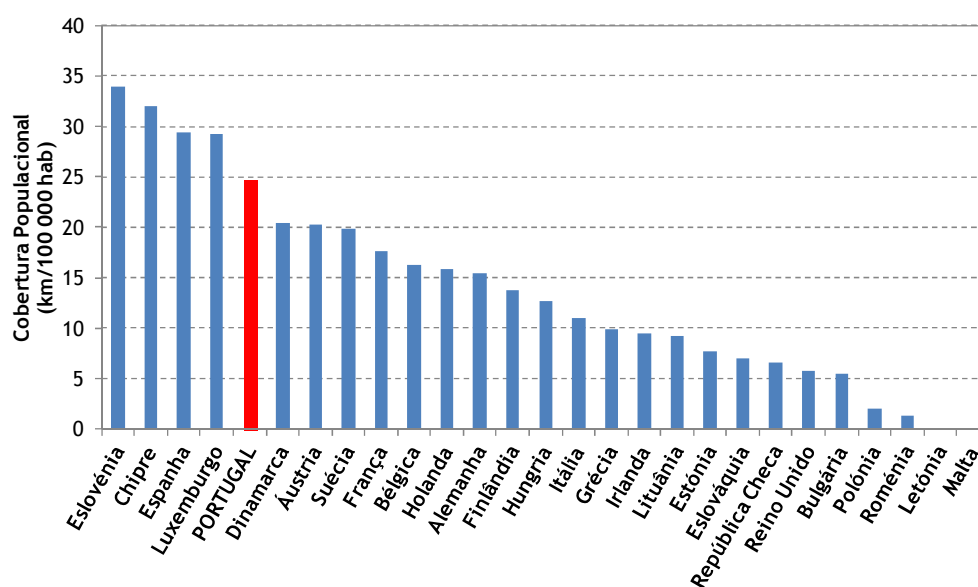


Figura 1.7 - Cobertura populacional da rede de autoestradas nos países da União Europeia (EU, 2011)

A importância relativa da rede de autoestradas no seio de toda a rede rodoviária nacional é reforçada quando se comparam as coberturas espacial e populacional para as outras estradas que compõem a rede nacional ou regional. Neste aspeto Portugal está no extremo oposto, apresentando dos piores resultados para estes indicadores. Na Figura 1.8 é possível comparar o posicionamento de Portugal em termos de cobertura espacial e populacional quando se consideram as autoestradas (Figura 1.8a)) ou as restantes estradas nacionais ou regionais

(Figura 1.8b))

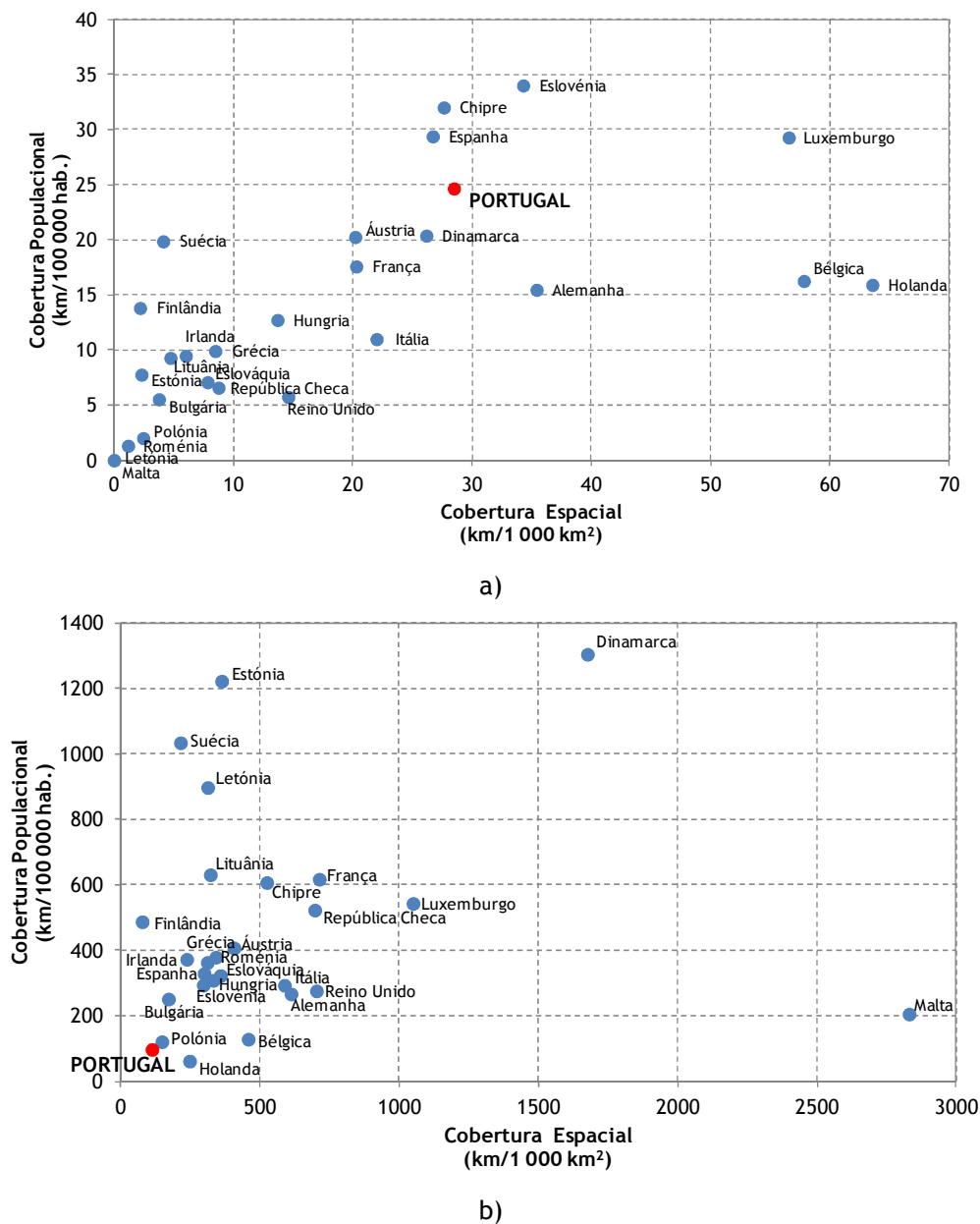


Figura 1.8 - Comparação entre coberturas populacional e espacial nos países da UE:
a) autoestradas; b) restantes estradas nacionais ou regionais (EU, 2011)

Porém, se por um lado as pessoas conseguem chegar mais facilmente aos locais onde se situam os bens e serviços, pois a rede disponível isso possibilita, por outro lado o aumento do tráfego automóvel tem conduzido, nomeadamente nos aglomerados urbanos, a uma deterioração das condições de mobilidade de passageiros e mercadorias e de acessibilidade aos locais. O congestionamento, a poluição (atmosférica e sonora), o aumento do consumo de combustíveis e a sinistralidade rodoviária, são problemas cada vez maiores e que obrigam a uma melhor gestão e

dimensionamento das redes rodoviárias, bem como à adoção de novas políticas de transportes que fomentem a utilização de modos de transportes sustentáveis em detrimento do transporte individual.

Torna-se assim fundamental a otimização do desempenho das redes rodoviárias tendo em conta a solicitação a que estão sujeitas, considerando, não só, as redes rodoviárias como um todo, mas também os seus vários elementos constituintes, cujo mau funcionamento pode ser causa de constrangimentos em determinadas zonas das redes. Habitualmente o desempenho é caracterizado por intermédio de indicadores, tais como, tempo de percurso, velocidade de circulação, capacidade, tempo parado, atraso, entre outros.

Neste sentido, importa caracterizar da melhor forma o desempenho de todos os elementos que compõem as redes rodoviárias, sendo que a rede de autoestradas e seus constituintes, pelo potencial de funcionamento em termos de capacidade, comodidade, rapidez e segurança que exibem, desempenha um papel crucial e por conseguinte merece uma atenção especial.

Tradicionalmente, o desempenho da rede de autoestradas e dos seus elementos constituintes, secções correntes, secções de entrecruzamento e ramos de ligação, é realizado através de metodologias analíticas/determinísticas, das quais se destacam as preconizadas nas várias edições do *Highway Capacity Manual* (HCM) publicado pelo *Transportation Research Board* dos Estados Unidos. Porém e apesar de o seu uso estar mundialmente disseminado, essas metodologias foram desenvolvidas num determinado contexto específico, o norte-americano, com um tipo de infraestruturas rodoviárias, parque automóvel e comportamento do condutor com características próprias.

Atualmente com a proliferação das ferramentas de simulação de tráfego, de onde se destacam os simuladores microscópicos de tráfego, e com o enorme crescimento da sua utilização, estas constituem-se como alternativas ao HCM no estudo do desempenho de infraestruturas rodoviárias, e no caso concreto do objeto de estudo deste trabalho das autoestradas.

Os simuladores microscópicos de tráfego são ferramentas computacionais que tentam recriar num ambiente virtual o movimento individual dos veículos num sistema de tráfego. Segundo Dowling, Holland, & Huang (2002), a microsimulação de tráfego pode ser definida como sendo a modelação dinâmica e estocástica dos movimentos individuais dos veículos nos diversos elementos que compõem o sistema de transportes. Nestes *softwares* cada veículo é gerado pelo

simulador de uma forma aleatória, sendo o seu movimento ao longo dos vários elementos da rede representado de segundo em segundo (ou em frações de segundo) em função das características físicas do veículo (comprimento, máxima aceleração, etc.), as regras fundamentais do movimento e as regras de comportamento dos condutores (regras de seguimento, mudança de via, etc.). A dinâmica dos veículos num simulador microscópico de tráfego é representada com base em teorias de comportamento do tipo seguimento (*car-following*), regime livre (*free-flow*), mudança de via (*lane-changing*) e de aceitação do intervalo crítico (*gap acceptance*) (Brackstone & McDonald, 1999; Hoogendoorn & Bovy, 2001; Toledo, 2007).

As potencialidades de análise e a versatilidade evidenciadas por este tipo de ferramentas, tornam-nas particularmente indicadas para apoiar os técnicos na resolução de um conjunto bastante alargado de problemas de tráfego. De facto, com a microsimulação é possível a manipulação de um conjunto alargado de fatores geométricos e de tráfego ligados a um determinado problema, num ambiente totalmente controlado, o que possibilita a análise de diferentes cenários que seriam difíceis de avaliar de outra forma. Porém, para que as análises realizadas tenham paralelo com o sistema real, é essencial a realização de tarefas de calibração e validação dos modelos construídos, de modo a que as simulações efetuadas sejam representativas do sistema rodoviário representado.

1.2 MOTIVAÇÃO DO ESTUDO

Tendo por base o facto de as metodologias preconizadas no HCM terem sido desenvolvidas para uma realidade, a norte-americana, que é diferente da portuguesa, e que é patente nas razões já anteriormente apresentadas, e sabendo que a análise do desempenho das infraestruturas rodoviárias é de crucial importância na avaliação da qualidade do serviço que é prestado aos utilizadores dessas rodovias e consequentemente na efetiva gestão da procura, torna-se necessário adequar essas metodologias às características de tráfego, geométricas e de comportamento próprias da realidade nacional.

Em Portugal, o HCM é usado, por exemplo, na determinação do nível de serviço que deve ser assegurado nas estradas que compõem a rede nacional de estradas. No PRN 2000 (Decreto-Lei n.º 222/98, de 17 de julho, retificado pela Declaração de Retificação n.º 19-D/98, de 31 de outubro e alterado pela Lei n.º 98/99 de 26 de julho e pelo Decreto-Lei n.º 182/2003, de 16 de agosto) encontra-se estabelecido quais os níveis de serviço que devem ser assegurados nas estradas pertencentes à rede de itinerários principais (nível de serviço B) e à rede nacional

complementar de estradas (nível de serviço C). Estes níveis de serviço destinam-se à determinação das características geométricas e regimes de funcionamento das estradas da rede rodoviária nacional (PRN 2000). Também nas concessões rodoviárias em Portugal as respetivas leis que estabelecem as bases das concessões referem as metodologias do HCM para determinação dos níveis de serviço definidas no PRN 2000.

Fica desta forma claro que a existência de uma metodologia de análise do desempenho de infraestruturas rodoviárias adequada à realidade portuguesa seria uma importante ferramenta de trabalho para técnicos e decisores.

No entanto, a quantidade de fatores que estão envolvidos nas metodologias preconizadas no HCM, tornam difícil a sua adequação a uma realidade diferente da norte-americana simplesmente através da observação e recolha de dados de tráfego em locais selecionados da rede. A quantidade de dados que seriam necessários para que fosse estatisticamente possível caracterizar todos os fatores abrangidos nessas metodologias de forma a adaptá-las a Portugal seria bastante elevada, exigindo meios humanos, tecnológicos e financeiros que tornariam essa tarefa de muito difícil concretização. Por esta razão, escolheu-se ultrapassar esta questão através da utilização de simuladores microscópicos de tráfego, nos quais é possível realizar um conjunto muito alargado de análises num ambiente controlado e controlável.

1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo do trabalho foi o de contribuir para a adequação das metodologias de análise da capacidade e níveis de serviço em autoestradas propostas no HCM à realidade portuguesa. Tendo por base a hipótese de que é possível representar o comportamento real do tráfego através da utilização de simuladores microscópicos de tráfego, um segundo objetivo, mais genérico, consistiu na confirmação dessa hipótese, através de análises que mostrem a capacidade desses simuladores em representar os principais fatores envolvidos nas metodologias já referidas.

No que concerne ao desenvolvimento do estudo alguns aspetos emergiram como importantes, podendo dizer-se que se definiram objetivos mais particulares. Um restringiu-se a tentar perceber melhor de que forma os parâmetros envolvidos na calibração dos modelos de comportamento dos veículos que estão incorporados nos simuladores microscópicos influenciam o comportamento das correntes de tráfego, tendo-se para o efeito efetuado uma extensa análise

de sensibilidade. A avaliação da capacidade dos simuladores em reproduzir as relações fundamentais do tráfego que se encontram apresentadas no HCM e as que foram observadas em alguns locais de uma autoestrada portuguesa, bem como a comparação entre os comportamentos das correntes de tráfego representados por essas relações, foi outro dos objetivos particulares.

1.4 ABORDAGEM UTILIZADA

Partindo da hipótese de base de que os simuladores microscópicos de tráfego são capazes de representar com o rigor necessário o comportamento de correntes de tráfego, e sabendo que estas ferramentas permitem a manipulação de um conjunto bastante alargado de características geométricas e de tráfego, a abordagem que se delineou para o tratamento do problema é constituída pelas seguintes etapas:

- Identificação dos fatores que intervêm nas metodologias de análise do HCM;
- Análise de sensibilidade dos parâmetros de calibração dos simuladores microscópicos de tráfego;
- Calibração e validação dos modelos de microsimulação de tráfego construídos para reproduzir as relações fundamentais existentes no HCM e as obtidas na autoestrada portuguesa utilizada como caso de estudo;
- Com os parâmetros de calibração obtidos, realização de análises nos modelos construídos, de modo a verificar a possibilidade de reproduzir os fatores considerados no HCM e avaliar o impacto da alteração dos valores desses fatores.

Seguindo esta metodologia de trabalho pretendia atingir-se a adaptação das metodologias de análise do desempenho de autoestradas existentes no HCM à realidade portuguesa.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está fundamentalmente dividida em três partes distintas. A primeira, onde é realizada, com base na literatura da especialidade, uma caracterização geral das técnicas de modelação que são usualmente utilizadas em Engenharia de Tráfego, com especial ênfase nos simuladores microscópicos de tráfego, apresentando-se o seu modo de funcionamento, as suas vantagens e inconvenientes, os principais modelos de comportamento que regem o movimento

dos veículos e os simuladores mais utilizados internacionalmente. Também nesta primeira parte é descrito o procedimento para o desenvolvimento de um modelo de microsimulação, dando-se especial atenção às fases de calibração e validação dos modelos. Na segunda parte faz-se uma descrição das metodologias de análise de desempenho preconizadas no *Highway Capacity Manual* para autoestradas e identificam-se os principais fatores envolvidos nessas metodologias. Finalmente, na terceira parte concretiza-se a abordagem utilizada para a persecução dos objetivos definidos, realizando-se a análise de sensibilidade dos dois simuladores microscópicos de tráfego utilizados, a calibração e validação dos modelos construídos e as pesquisas efetuadas no sentido de procurar adequar as metodologias do HCM a Portugal, descrevendo-se as limitações encontradas.

Assim, esta dissertação foi organizada em oito capítulos.

No presente capítulo, o primeiro, procura-se fazer o enquadramento e uma pequena referência à importância do tema da dissertação, indicar quais os seus objetivos, a abordagem utilizada para a sua concretização e a apresentação da organização da mesma.

A apresentação das principais técnicas de modelação em transportes, com especial realce para o caso dos modelos de microsimulação de tráfego, a descrição dos principais elementos constituintes dos simuladores microscópicos, a caracterização dos modelos de comportamento dos veículos utilizados e a enumeração das principais funcionalidades dos simuladores mais utilizados mundialmente são realizadas ao longo do segundo capítulo.

O terceiro capítulo consiste na apresentação e descrição sucinta das várias etapas que compõem o procedimento para o desenvolvimento de um modelo de microsimulação, dando-se especial atenção aos processos de calibração e validação deste tipo de modelos. São também indicadas as principais medidas de ajustamento utilizadas nas metodologias de avaliação do desempenho dos modelos que é a base dos processos de calibração e validação.

No quarto capítulo expõem-se as metodologias preconizadas no HCM para o cálculo da capacidade e a determinação dos níveis de serviço em autoestradas. Neste capítulo identificam-se também quais os principais fatores intervenientes nessas metodologias.

A análise de sensibilidade efectuada aos dois simuladores utilizados neste estudo e a análise dos resultados obtidos, desenvolvem-se ao longo do quinto capítulo.

No sexto é apresentada a autoestrada considerada como o caso de estudo deste trabalho e são apresentados os principais dados relativos à mesma. É ainda analisado o

desempenho da mesma considerando a metodologia do HCM 2000 e recorrendo aos simuladores microscópicos de tráfego.

Ao longo do sétimo capítulo é realizada uma análise aos simuladores microscópicos de tráfego, com o objetivo de analisar as suas potencialidades como ferramenta de desenvolvimento de uma metodologia de avaliação da qualidade de serviço prestado em autoestradas portuguesas.

No oitavo capítulo, o último, são enunciadas as principais conclusões e referidas as perspetivas de desenvolvimento futuro deste trabalho.

A complementar o texto principal, são ainda apresentados no final do documento quatro anexos. No primeiro, designado de Anexo A, encontram-se expostas as metodologias preconizadas no HCM 2000 para a avaliação do desempenho de segmentos de entrecruzamento e ramos de ligação. Nos Anexos B e C encontram-se os resultados obtidos na análise de sensibilidade levada a cabo, respetivamente, para os microssimuladores AIMSUN e VISSIM, para o conjunto de parâmetros que não foram analisados ao longo do quinto capítulo. Finalmente, no Anexo D são indicados os dados de tráfego considerados para o caso de estudo que é o objeto do sexto capítulo.

CAPÍTULO 2

Modelação em Transportes

2. MODELAÇÃO EM TRANSPORTES

2.1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tem-se verificado um crescimento muito acentuado na utilização de ferramentas computacionais de modelação. Também na área dos transportes essa tendência tem sido observada, com o aparecimento, desenvolvimento e utilização de vários tipos de ferramentas de modelação destinadas ao estudo de problemas ligados a esta área do conhecimento. Ao longo deste capítulo será apresentada uma visão global das várias ferramentas de modelação usadas para estudos ligados à temática dos transportes, dando-se especial ênfase aos modelos de simulação microscópica de tráfego, visto que serão estes os utilizados posteriormente no estudo levado a cabo.

2.2 DEFINIÇÃO DO CONCEITO DE MODELAÇÃO

De uma forma geral, um modelo é uma representação mais ou menos simplificada de um fenómeno ou acontecimento que ocorre no mundo real. Na área da Engenharia Civil são muitas vezes utilizados modelos como forma de representar e analisar o comportamento das estruturas ou o funcionamento de um determinado sistema. São disto exemplos, a utilização de protótipos físicos em escala reduzida de barragens e pontes, para o estudo do seu comportamento estrutural quando solicitadas pelas várias ações a que irão estar sujeitas, o recurso a simulações computacionais para análise da resposta de um edifício à ação dinâmica de um sismo ou as formulações matemáticas que possibilitam a determinação de indicadores de desempenho de uma estrada.

Assim, os modelos consistem em aproximações e representações dos vários elementos constituintes de um determinado sistema real, possibilitando com a sua utilização proceder a experiências e análises sem haver necessidade de correr os riscos que estão inerentes à experimentação em ambiente real (KSC, 1996; Tavares, 2003).

De acordo com a KSC (1996), um modelo é uma aproximação, representação ou idealização de determinados aspetos da estrutura, funcionamento, comportamento ou de outras

características de um processo, conceito ou sistema do mundo real. Segundo o Institute of Electrical and Electronics Engineers na sua publicação Standard Computer Dictionary (IEEE, 1991) um modelo é uma “aproximação, representação ou idealização dos elementos selecionados da estrutura, do comportamento e da operação, ou outras características, de um processo, conceito ou sistema real”.

Ortúzar e Willumsen (2001) sugerem uma classificação para os modelos composta por duas classes distintas: os modelos físicos e os modelos teóricos. Na categoria dos modelos físicos incluem-se os protótipos em escala reduzida, construídos para o estudo de processos particularmente complexos (por exemplo uma barragem ou uma ponte), onde os modelos teóricos não são capazes de representar os fenómenos com a necessária exatidão. Quanto aos modelos teóricos estes são muito variados e vão desde os modelos mentais, usados todos os dias pelo Homem para compreender e interagir com o mundo real, até modelos formais do tipo narrativo (expresso por palavras), gráfico (desenhos ou diagramas), tabular (sob a forma de tabelas) ou matemáticos, em que se procura uma representação de partes do funcionamento desse mundo real (Ortúgar & Willumsen, 2001; KSC, 1996).

Relativamente aos modelos matemáticos, são estes os que têm interesse para o estudo das problemáticas ligadas aos transportes e que são utilizados na modelação de transportes. Estes modelos procuram replicar o sistema em análise e o correspondente funcionamento através de equações matemáticas (Ortúzar & Willumsen, 2001). Embora correspondam a meras representações da realidade, os modelos matemáticos podem ser extremamente complexos e habitualmente requerem uma quantidade muito significativa de dados para poderem ser utilizados. Porém o seu valor é incalculável na oferta de um mesmo cenário de referência para a discussão de políticas e análise de alterações com um mínimo de objetividade (Ortúzar & Willumsen, 2001).

Quanto à classificação dos modelos matemáticos, esta pode ser efetuada relativamente à forma como foram desenvolvidos ou segundo o tipo soluções que são atingidas com a sua utilização (Vasconcelos, 2004). Relativamente ao primeiro critério, os modelos matemáticos podem ser: teóricos, desenvolvidos a partir de princípios matemáticos/físicos; empíricos, deduzidos com base em observações/experiências; ou empírico-teóricos, quando por na base desse modelo estão quer princípios teóricos, quer observações ou experiências práticas (Vasconcelos, 2004; KSC, 1996). No que toca ao segundo critério, estes modelos são divididos em: modelos matemáticos puros, os que permitem a obtenção de soluções ótimas/exatas; e modelos heurísticos ou métodos aproximados, que se baseiam em raciocínios empíricos ou mesmo na

intuição e que possibilitam a obtenção de soluções aproximadas para os problemas (Rodrigues, 1996).

2.3 A MODELAÇÃO NA ÁREA DOS TRANSPORTES E A SUA IMPORTÂNCIA

A utilização de modelos na área dos transportes encontra-se cada vez mais disseminada e o seu uso é cada vez mais frequente. O recurso a modelos traduz-se em inúmeras vantagens, uma vez que estes possibilitam a resolução de problemas e o apoio à decisão no âmbito das políticas de transportes. Nos transportes, os modelos constituem representações dos diversos componentes da infraestrutura de transporte (rede viária e de transporte público, equipamentos de gestão e controlo de tráfego) e dos fluxos de tráfegos (utilizadores e veículos) de modo a serem reproduzidas as condições operacionais do sistema viário (Tavares, 2003). Assim, estes permitem sobretudo a previsão dos fluxos de tráfego numa rede de transportes como uma função do sistema que a contém e das respetivas características (Tavares, 2003).

Na modelação de transportes utilizam-se modelos matemáticos com o objetivo de simular o comportamento dos utilizadores do sistema de transportes. Esses modelos são habitualmente sequenciais e procuram, cada um deles, responder a questões relacionadas com as decisões e comportamentos dos utilizadores, sendo por isso necessária a definição dos pressupostos sobre como são as tomadas de decisão, quais os fatores que são considerados nessas decisões e de que forma se realiza a reação a situações alternativas (Tavares, 2003).

A importância dos modelos na área dos transportes faz-se sentir a vários níveis, desde a definição de políticas de transportes até à análise operacional de elementos da infraestrutura. Segundo Hensher e Button (2002) a modelação constitui uma parte importante da maioria dos processos de decisão. Nos transportes esta constatação torna-se mais evidente devido ao facto do tráfego constituir um domínio no qual a utilização de modelos consiste numa importante ferramenta de apoio. Esta afirmação é alicerçada em duas razões principais (Tavares, 2003):

- O custo e a dificuldade da realização de experiências em escala real, assim como as possíveis implicações ao nível da segurança que poderiam ter;
- As possibilidades oferecidas pelos modelos, que permitem testar, avaliar e comparar diferentes cenários e alternativas, antes de estas serem (ou não) implementadas.

Ainda segundo Tavares (2003), a cada vez maior complexidade do planeamento urbano

em que tanto as medidas estáticas (uso do solo, novas infraestruturas, entre outras) como as dinâmicas (controlo de tráfego, direcionamento de condutores, portagens urbanas, etc.) devem ser devidamente ponderadas, torna indispensável o recurso a modelos, pois estes possibilitam uma avaliação *a priori* do desempenho do sistema.

As técnicas de modelação ao dispor do engenheiro de tráfego podem ser divididas em dois grandes grupos: as analíticas e as de simulação.

A abordagem analítica pressupõe um comportamento estático do fenómeno em estudo, ou seja, independente da dimensão tempo. Neste processo, pretende-se chegar à estimação de quantidades de interesse que são função de variáveis explicativas do fenómeno, através de fórmulas, sistemas de equações, gráficos, estruturas heurísticas. Engloba técnicas determinísticas, de programação matemática, teoria de filas de espera ou de inteligência artificial.

A abordagem de simulação procura reproduzir em ambiente computacional uma sequência de eventos hipotéticos do sistema que está a ser estudado. Esta reprodução é efetuada ao longo do tempo, considerando as entidades que percorrem o modelo de forma agregada ou individualizada, por intermédio de técnicas matemáticas. Devido às suas características de aleatoriedade, possibilitam a incorporação da variabilidade de procura ao longo do tempo, o que lhe confere uma grande representatividade. A criação de um modelo de simulação envolve um esforço relativamente grande, no entanto, quando desenvolvido, permite representar muitas situações alternativas de projeto em pouco tempo e a baixo custo. No campo da análise de tráfego, a técnica de simulação completa três tipos principais de abordagens (macroscópica, mesoscópica e microscópica).

O conjunto de ferramentas de análise de tráfego disponíveis é portanto bastante vasto. A sua conceção teve como principal objetivo auxiliar os profissionais ligados à área dos transportes, nas tarefas de avaliação das estratégias que melhor satisfazem as necessidades e os problemas ligados à temática, mais especificamente (FHWA, 2004a):

- Melhoria do processo de decisão - As ferramentas de análise de tráfego ajudam os profissionais a encontrarem as melhores soluções de planeamento/engenharia para problemas complexos de transportes. Elas são utilizadas para estimar o impacto de esquemas de gestão de tráfego e outras estratégias, para além de ajudarem na definição de prioridades de intervenção. Adicionalmente, elas podem também fornecer uma abordagem consistente na comparação de alternativas ou melhorias

potenciais;

- Avaliação e priorização das alternativas de planeamento/operação - Habitualmente envolve a comparação de cenários, que incluem a hipótese de “não-construção”. A comparação dos resultados obtidos para os vários cenários pode ser usada para selecionar a melhor alternativa ou priorizar melhorias, aumentando-se assim a probabilidade da implementação da solução escolhida ser bem-sucedida;
- Melhoria da conceção e avaliação de tempos e custos - As ferramentas de análise de tráfego são relativamente menos onerosas, quando comparados com estudos piloto, ensaios de campo, ou com os custos da implementação completa. Além disso, estas ferramentas podem ser usadas para avaliar a múltiplas combinações de implantação ou outros cenários complexos num intervalo de tempo relativamente curto;
- Redução das interrupções de tráfego - As estratégias de gestão e controlo de tráfego são variadas e permitem tomar várias opções. As ferramentas analíticas constituem uma forma barata para estimar os efeitos futuros de estratégia de gestão, antes da sua implantação integral. Podem ainda, ser utilizadas numa fase inicial para testar novos conceitos de gestão de sistemas de transporte, sem os inconvenientes da experimentação em campo;
- Apresentação de estratégias ao público/entidades envolvidas - Algumas das ferramentas de análise de tráfego possuem excelentes interfaces gráficos e de animação que podem ser usados para apresentar cenários futuros ao público (utilizadores) e/ou entidades envolvidas nos processos de decisão;
- Operação e gestão da capacidade das estradas existentes - Algumas destas ferramentas possuem capacidades de otimização, ajudando na escolha da melhor conceção geométrica ou estratégias de controlo, com vista à maximização do desempenho da infraestrutura de transporte;
- Monitorização do desempenho - Podem ser utilizadas ferramentas de análise de tráfego para avaliar e monitorizar o desempenho das infraestruturas de transporte existentes. Espera-se que no futuro os sistemas de monitorização possam estar diretamente ligados a ferramentas analíticas para que seja possível um processo de análise mais direto e em tempo real.

2.3.1. Categorias de Ferramentas de Análise de Tráfego

As várias ferramentas e metodologias de análise de tráfego, desenvolvidas até ao presente por diversas entidades que englobam agências públicas, organizações de investigação e consultores, podem ser agrupadas nas seguintes categorias (FHWA, 2004a):

- Ferramentas de planeamento inicial (*Sketch-planning tools*) - consistem em ferramentas capazes de realizar análises efetuadas também por outras ferramentas analíticas, mas que usam técnicas mais simplificadas ou dados altamente agregados. Permitem a avaliação de projetos específicos ou análise de alternativas sem a necessidade de uma análise detalhada de engenharia. São ferramentas muito úteis nas fases preliminares do desenvolvimento de um projeto, pois possibilitam a elaboração de propostas e orçamentos iniciais, não substituindo porém as análises de engenharia mais detalhadas que geralmente são necessárias nas fases mais avançadas do processo de implementação dos projetos. Para além disso, estas ferramentas são habitualmente as mais simples e menos onerosas de todas as ferramentas de análise de tráfego. Porém, o seu campo de aplicação, robustez analítica e capacidades de apresentação são limitados;
- Modelos de procura de viagens - estes modelos possuem capacidades analíticas específicas, tais como, a previsão da procura de viagens e a consideração da escolha do destino, a escolha modal, a escolha da viagem função do período do dia, a escolha do percurso, e a representação dos volume de tráfego na rede rodoviária. Consistem em modelos matemáticos de previsão da procura futura de viagens, com base nas condições atuais e nas projeções futuras de determinadas características, tais como, habitação e emprego. Estes modelos foram inicialmente desenvolvidos com o intuito de determinar os benefícios e os impactos da introdução ou melhoramento de rodovias nas redes rodoviárias das cidades ou de áreas metropolitanas. No entanto, eles não foram concebidos para avaliar estratégias de gestão de viagens, tais como, sistemas inteligentes de transportes ou estratégias operacionais, sendo portanto limitados na análise do impacto dessas medidas. Estas insuficiências ocorrem, principalmente, devido à fraca representação da natureza dinâmica do tráfego nestes modelos. O modelo clássico de 4 passos, descrito pormenorizadamente por Tavares (2003) e Vasconcelos (2004), é o exemplo paradigmático deste tipo de ferramentas;
- Ferramentas analíticas/determinísticas (baseadas no HCM) - a grande maioria das ferramentas deste tipo baseiam-se nos conceitos e metodologias apresentadas no

Highway Capacity Manual (HCM). Os procedimentos de análise do HCM podem ser classificados de fechados (não são iterativos, fornecem um único resultado para um conjunto de dados de entrada e parâmetros do problema em estudo), macroscópicos (os dados e os resultados correspondem a valores médios para períodos de análise iguais a 15 minutos ou 1 hora), determinísticos (para um dado conjunto de dados de entrada o resultado obtido será sempre o mesmo) e estáticos (preveem as condições médias de operação ao longo de um período de tempo fixo e não lidando com transições na operação entre diferentes estados do sistema), capazes de estimar a capacidade e os indicadores de desempenho (por exemplo, densidade, velocidade e atraso) necessários à determinação do nível de serviço dos diversos constituintes da infraestrutura rodoviária. Estas ferramentas são capazes de prever rapidamente indicadores como a capacidade, concentração (ou densidade), velocidade, atraso e filas de espera de um conjunto vasto de elementos/infraestruturas de transporte, tendo os seus procedimentos sido validados através de dados de campo, bancos de ensaio em laboratório, ou experiências em escala reduzida. Estas ferramentas são extremamente úteis para a análise do desempenho de elementos isolados ou troços da infraestrutura de transporte. No entanto, são limitadas na capacidade de analisar os efeitos de rede ou de sistema;

- Ferramentas de otimização semaforica - similarmente às ferramentas analíticas/determinísticas, as metodologias de otimização semaforica são na sua maioria baseadas nos procedimentos do HCM. No entanto, estas ferramentas de otimização de tráfego foram primeiramente concebidas para desenvolver planos de regulação de sinais luminosos otimizados para utilização em interseções isoladas, ou em esquemas de coordenação de sinais luminosos (num eixo ou na rede). Algumas destas ferramentas são também utilizadas para a otimização de sistemas semaforicos de controlo de ramos de ligação (*ramp metering*). As ferramentas mais avançadas são capazes de modelar sinais luminosos do tipo atuado e semiatuado, com ou sem coordenação de sinais luminosos;
- Modelos macroscópicos de simulação de tráfego - os modelos de simulação macroscópica são baseados nas relações determinísticas entre volume, velocidade e densidade das correntes de tráfego. A simulação num modelo macroscópico ocorre numa base de secção-a-secção ao invés de considerar o comportamento individual dos veículos. Estes modelos exigem requisitos computacionais consideravelmente menores do que os modelos microscópicos. Porém, não têm a capacidade de analisar melhorias no sistema de transporte, tão detalhadamente como os modelos

microscópicos;

- Modelos mesoscópicos de simulação de tráfego - os modelos de simulação mesoscópica combinam as propriedades quer dos modelos microscópicos (discutidos abaixo), quer dos modelos de simulação macroscópica. Como acontece nos modelos microscópicos, os modelos mesoscópicos consideram o veículo individual como unidade de análise. No entanto, a caracterização do seu movimento não é efetuada com o detalhe dos modelos microscópicos, seguindo-se uma abordagem mais próxima da utilizada nos modelos macroscópicos, regida pela velocidade média no arco utilizado e considerando na maioria das vezes o comportamento de grupos/pelotões de veículos. O modelo de simulação mesoscópica de viagem ocorre a um nível agregado, não considerando relações dinâmicas entre velocidade e volume. Como tal, os modelos mesoscópicos fornecem um nível de pormenor inferior aos das ferramentas de simulação microscópicas, mas superior ao das técnicas usuais de análise de planeamento;
- Modelos microscópicos de simulação de tráfego - os modelos microscópicos simulam a circulação de veículos individuais com base em teorias de comportamento do tipo seguimento (*car-following*) e de mudança de via (*lane-changing*). A entrada dos veículos na rede de transporte é, normalmente, efetuada através de uma distribuição estatística de chegadas (um processo estocástico) e são controlados através da rede em intervalos de tempo pequenos (por exemplo, 1 segundo ou uma fração de segundo). Normalmente, após a sua entrada na rede, a cada veículo é atribuído um destino, um tipo de veículo, e um tipo de condutor. O tempo de computação e os requisitos de armazenamento neste tipo de modelos são consideravelmente elevados, o que geralmente limita o tamanho da rede e do número de corridas de simulação que podem ser efetuadas.

Outros autores propõem classificações muito semelhantes. Por exemplo, Vanderschuren (2006), sugere que os modelos de transporte sejam divididos nos seguintes cinco tipos:

- Modelos de planeamento inicial (*Sketch-planning Models*);
- Modelos macroscópicos;
- Modelos mesoscópicos;
- Modelos microscópicos;
- Modelos nanoscópicos.

Segundo Vanderschuren (2006), os utilizadores da estrada efetuam diferentes tipos de escolhas em vários momentos dispersos no tempo. Essas escolhas podem ser dos seguintes tipos:

- Escolhas estratégicas - como por exemplo a decisão de comprar um veículo ou de realizar uma viagem. São decisões que são efetuadas antes do utilizador se servir do espaço público;
- Escolhas táticas - como a escolha da hora de partida ou do percurso a utilizar. Estas escolhas são geralmente feitas antes da viagem se iniciar. Porém, algumas podem ser alteradas à medida que se realiza a viagem, em função da informação que vai ficando à disposição do condutor. Por exemplo, um condutor pode alterar o seu percurso durante uma viagem, à medida que verifica alterações das condições de circulação ou recebe informações sobre congestionamentos (via rádio ou a partir de painéis de mensagem variável);
- Escolhas operacionais - englobam as decisões operacionais que são realizadas pelo condutor, de forma contínua, durante a sua viagem, designadamente, a aceleração, desaceleração, mudança de via, ultrapassagem, etc.

Um outro aspeto importante é o horizonte temporal das decisões que obriga necessariamente a escolha de diferentes modelos. Tradicionalmente a modelação versava sobre as decisões a médio e longo prazo, relacionadas com o planeamento de transportes e para o qual se desenvolveu o modelo de 4 passos. No entanto, ao longo dos anos os horizontes temporais dos decisores foram sendo alterados, exigindo por um lado análises do tipo estratégico (para definição de políticas), bem como análises de curto prazo, ou mesmo em tempo real, ligadas à operação e otimização da infraestrutura de transporte, que exigiram modelos de análise próprios.

Na Figura 2.1 apresenta-se o enquadramento dos tipos de modelos considerados por Vanderschuren (2006), função do horizonte temporal das decisões e das características de condutores e veículos.

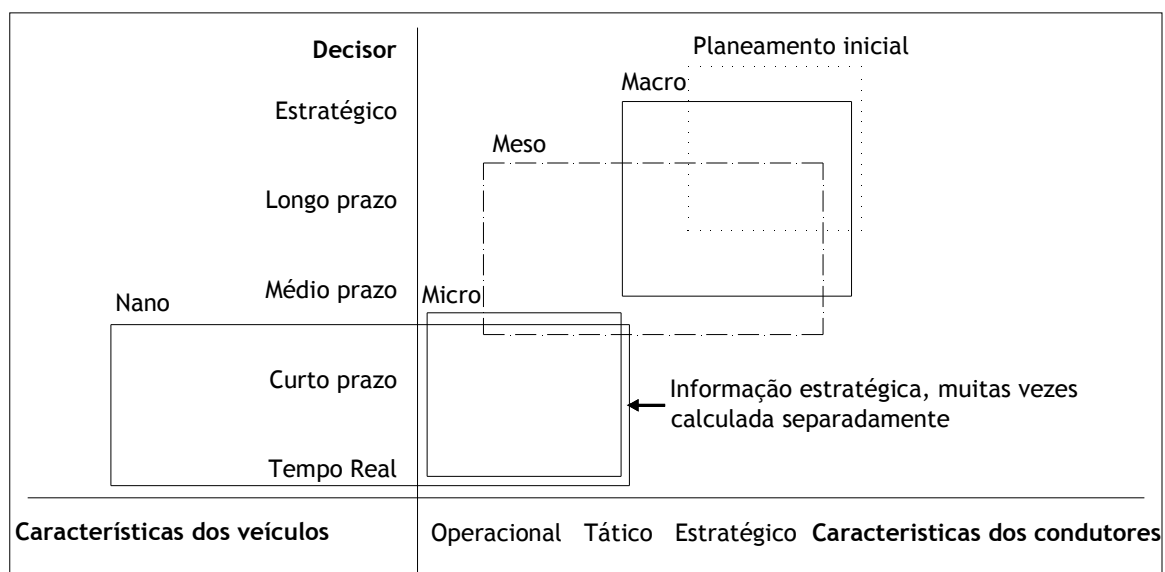


Figura 2.1 - Compromissos entre o horizonte das decisões e as características dos modelos (adaptado de Vanderschuren, 2006)

2.4 MODELOS DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO

A modelação usando simulação tem-se tornado, nos últimos anos, numa ferramenta cada vez mais popular e eficaz na análise de um conjunto variado de problemas dinâmicos, que não são possíveis de ser resolvidos usando outros meios. Esses problemas encontram-se habitualmente associados a processos complexos que não podem ser facilmente descritos em termos analíticos. Usualmente estes processos são caracterizados pela interação entre muitos dos componentes do sistema ou entidades. Em muitos casos, o comportamento de cada entidade e a interação de um número limitado de entidades, podem ser bem compreendidos e podem também, ser representadas logicamente e matematicamente de um modo fiável e com aceitável confiança. No entanto, as interações simultâneas e complexas de muitas das componentes de um mesmo sistema, geralmente impossibilita a sua descrição adequada através de representações matemáticas ou lógicas (Gartner, Messer, & Rathi., 1992).

Os modelos de simulação são concebidos para “imitar” o comportamento de sistemas deste tipo, integrando num todo, os comportamentos individuais das entidades e as suas interações para produzir uma descrição detalhada do desempenho do sistema. Mais especificamente, os modelos de simulação são representações matemáticas e/ou lógicas (ou abstrações) de sistemas do mundo real, que tomam a forma de programas informáticos que são executados num computador de um modo experimental (Gartner et al., 1992).

Drew (1986), define “simulação” como “a representação dinâmica de uma parte do mundo real, obtida a partir da construção de um modelo, fazendo-o variar ao longo do tempo”.

Segundo May (1990) (citado por Maia, 2007), a simulação do tráfego de veículos é uma técnica numérica destinada a representar sistemas viários em ambiente computacional, tendo como principal objetivo reproduzir a sequência de eventos hipotéticos de um sistema em estudo, ao longo do tempo, tratando as entidades que percorrem o modelo (os veículos) de forma agregada ou individualizada.

O utilizador de uma ferramenta computacional de simulação de tráfego, especifica um cenário (por exemplo, a configuração da rede de autoestradas ou as condições de tráfego) como dados de entrada do modelo de simulação, que por sua vez fornece como resultado as operações do sistema modelado em vários formatos, como por exemplo, o estatístico e o gráfico. Os resultados numéricos fornecem ao analista uma descrição detalhada de forma quantitativa daquilo que é provável que venha a acontecer, enquanto as representações gráficas e animações das funções do sistema podem fornecer, a um observador treinado, percepções que lhe possibilitam entender o porquê do sistema se comportar de determinada forma (Gartner et al., 1992). Convém referir que é da responsabilidade do analista a interpretação adequada da vasta informação que é fornecida pelo modelo, e que lhe possibilita a obtenção das relações causa-efeito.

As principais vantagens da simulação de tráfego destacadas por May (1990) são as seguintes:

- Permite um melhor entendimento da realidade do sistema estudado;
- Permite a realização de experiências sem qualquer impacto para os utilizadores do sistema representado;
- Permite a simulação de cenários alternativos diferentes da realidade;
- Permite um melhor conhecimento das variáveis envolvidas no problema e das suas relações;
- Tem como resultado de saída informações referenciadas no tempo e no espaço (desagregadas);
- O sistema pode ser estudado em tempo real, tempo estendido ou tempo reduzido;
- Experiências que envolvam riscos de segurança podem ser simuladas sem quaisquer riscos para os utilizadores do sistema real;

- Permite reproduzir as condições originais para servirem de base de comparação entre alternativas;
- Permite estudar os efeitos de mudanças operacionais nos sistemas estudados;
- A procura pode variar ao longo do tempo e do espaço.

Porém e apesar deste tipo de técnica apresentar muitas vantagens, a experiência mostra que a simulação de tráfego não é a única e, nem sempre, a melhor forma de fundamentar a tomada de decisão no que diz respeito a intervenções que sejam necessárias no sistema de transportes. Normalmente, a simulação é mais onerosa do que outras técnicas de resolução analítica, além de exigir um maior conhecimento do sistema estudado. May (1990) enumera um conjunto de desvantagens da simulação de tráfego que se apresentam de seguida:

- Pode existir uma alternativa mais fácil e igualmente eficiente para resolver o problema;
- A simulação exige muito tempo e recursos;
- A simulação exige uma grande quantidade de dados de entrada, que podem ser de difícil obtenção;
- A simulação exige a verificação, calibração e validação do modelo. Se estas etapas não forem realizadas de forma satisfatória, o modelo torna-se inútil;
- O desenvolvimento de modelos de simulação requer o conhecimento de muitas disciplinas como: engenharia de tráfego, matemática, física, estatística, computação, entre outras;
- Alguns analistas podem utilizar o modelo sem terem em atenção as suas limitações e premissas;
- Alguns analistas podem utilizar o modelo sem realmente entenderem a lógica do seu funcionamento, o que pode distorcer o resultado da análise.

A grande diferença evidenciada pelos modelos de simulação de tráfego reside no facto de incorporarem a variação espaço-tempo dos elementos que compõem o sistema que está a ser simulado, o que os torna mais representativos da realidade. Assim, os programas de simulação de tráfego têm sido utilizados na formulação e validação de expressões analíticas aproximadas e na representação estocástica de situações complexas (Maia, 2007).

A criação de um modelo de simulação envolve geralmente um esforço relativamente grande, porém, quando desenvolvido, este permite representar muitas situações alternativas de

projeto em pouco tempo e a baixo custo (Portugal, 2005).

Os algoritmos de simulação permitem a realização de um vasto conjunto de análises e avaliações de cenários, como por exemplo, as relativas à avaliação de concepções geométricas diversas, ao treino de pessoal, à segurança e ao controlo e gestão de tráfego. Além disso permitem ainda, a realização de previsões com base no cruzamento da informação atual com os dados históricos (Figueiredo, 2005). As técnicas computacionais que são utilizadas habitualmente para implementar os modelos desenvolvidos e a plataforma de simulação, assim como para auxiliar o processo de análise de dados são várias e serão apresentadas mais adiante neste texto.

Os modelos de simulação de tráfego existentes são muito numerosos e variados, diferenciando-se uns dos outros em função de diversas características fundamentais tais como, o nível de detalhe, a variabilidade temporal ou a representação do processo de simulação. De seguida serão apresentadas e desenvolvidas essas características, de modo a possibilitar um melhor entendimento do que são os modelos de simulação de tráfego.

2.4.1. Nível de Detalhe dos Modelos de Simulação de Tráfego

O nível de pormenor que os modelos de simulação de tráfego são capazes de representar é normalmente o critério adotado para se efetuar a sua classificação (SMARTTEST, 2000).

Assim, os modelos de simulação de tráfego podem-se distinguir relativamente ao nível de detalhe que conseguem representar, sua classificação mais usual, nos seguintes tipos:

- Macroscópicos;
- Mesoscópicos;
- Microscópicos.

De uma forma geral, o nível de pormenor é mais baixo nos modelos macroscópicos, mais elevado nos modelos microscópicos e intermédio nos mesoscópicos. Existem também modelos capazes de simular situações mais detalhadas do que os modelos microscópicos, os quais se designam modelos sub-microscópicos ou nanoscópicos. Porém, este tipo de modelos não tem grande aplicação prática no domínio da engenharia de tráfego devido ao facto de apenas serem capazes de simular o funcionamento de sistemas do próprio veículo, o seu comportamento pormenorizado e o do seu condutor em determinada operação particular (por exemplo, a

utilização da caixa de velocidades pelo condutor). São os modelos que se adequam à modelação dos impactos dos sistemas de suporte ao condutor na dinâmica do veículo e no próprio comportamento de condução (Hoogendoorn & Bovy, 2001).

Os modelos macroscópicos consideram o tráfego como se este se comportasse como um fluido (teorias hidrodinâmicas), desprezando-se assim a individualidade dos veículos e considerando-se o seu conjunto, ou seja, as correntes de tráfego. Nestes modelos tem-se em consideração as características dessas correntes de tráfego (velocidade, débito e concentração) e as relações entre elas. Os modelos macroscópicos recorrem a equações que traduzem o comportamento do fluxo de tráfego e a forma como as perturbações que aí ocorrem se propagam, recorrendo para tal à teoria das ondas de choque. Estes modelos foram originalmente desenvolvidos para modelar o comportamento do tráfego em determinados elementos da infraestrutura de transporte, tais como, autoestradas e estradas rurais. Apesar de serem capazes de prever a extensão espacial e a continuidade dos congestionamentos causados pela procura de tráfego ou por incidentes numa rede, não são capazes de modelar as interações entre os veículos entre si ou com a infraestrutura quando se pretende analisar diferentes configurações geométricas (Hoogendoorn & Bovy, 2001; Portugal, 2005; Figueiredo, 2005; Vilarinho, 2008).

No que toca aos modelos mesoscópicos estes constituem uma classe intermédia quanto ao realismo e detalhe. Este tipo de modelos integra aspetos relativos quer aos modelos macroscópicos, quer aos microscópicos. São modelos capazes de simular o comportamento de veículos individualmente através de condições probabilísticas. No entanto, estes não são tratados como elementos singulares, mas sim agrupados em pelotões e tratados desta forma quanto a tamanho, localização, velocidade, aceleração, entre outras características. Os modelos mesoscópicos são frequentemente utilizados, por exemplo, para a análise de redes em que as interseções são reguladas por sinais luminosos e procuram explicar o modo como se dispersam, ao longo do tempo e do espaço, os pelotões formados quando os veículos ficam parados nessas interseções devido ao sinal vermelho (Hoogendoorn & Bovy, 2001; Portugal, 2005; Figueiredo, 2005; Vilarinho, 2008).

Os modelos de simulação microscópicos descrevem detalhadamente o comportamento dos veículos, representando-os como entidades individualizadas, ao longo do tempo. As interações entre veículos e entre estes e a infraestrutura são simulados com um elevado nível de pormenor permitindo a análise do comportamento dos veículos nos seus diferentes elementos (Hoogendoorn & Bovy, 2001; Portugal, 2005; Figueiredo, 2005; Vilarinho, 2008). Segundo Figueiredo (2005) os principais componentes de um modelo de simulação de tráfego microscópico

são:

- A representação precisa da geometria da rede de estradas;
- A modelação detalhada do comportamento individual dos veículos;
- A reprodução explícita do controlo e planeamento de tráfego.

O campo de aplicação destes modelos é vasto, destacando-se a sua utilização em sistemas do tipo SIT (Sistemas Inteligentes de Transportes), designadamente em sistemas de controlo de tráfego adaptáveis, sistemas de deteção automática de incidentes, sistemas dinâmicos de condução do veículo e sistemas de gestão de tráfego (Figueiredo, 2005). Vários trabalhos têm vindo a ser publicados nesta área (Barceló, Codina, Casas, Ferrer, & Garcia, 2005; Carsten & Tate, 2005; Figueiredo, 2005; Morsink, Wismans, & Dijkstra, 2008; Vanderschuren, 2008; Hellinga & Mandelzys, 2011; Grumert & Tapani, 2012; Habtemichael & Picado-Santos, 2013a; Habtemichael & Picado-Santos, 2013b), os quais apresentam o uso de modelos de simulação microscópica de tráfego na conceção e desenvolvimento de alguns dos sistemas referidos e/ou na avaliação dos seus benefícios.

Apesar do uso da simulação microscópica se ter vindo a tornar cada vez mais popular, principalmente na avaliação de sistemas avançados de gestão de tráfego e de sistemas inteligentes de transportes, o esforço que é necessário desenvolver para realizar a calibração do modelo e a quantidade de dados de entrada que são requeridos, leva a que frequentemente a sua utilização seja limitada quando as redes são de grande dimensão (Burghout & Koutsopoulos, 2006). Como forma de resolver este problema, têm surgido nos últimos anos modelos designados por híbridos que combinam modelos com diferentes níveis de detalhe.

Assim, têm sido desenvolvidos modelos híbridos meso-microscópicos (Burghout, 2004; Bourghout, Koutsopoulos, & Andreasson, 2005; Yang & Morgan, 2006; Shi & Ziliaskopoulos, 2006). Estes possibilitam realizar, em determinadas áreas específicas da rede em que o seu interesse é mais relevante, uma análise microscópica detalhada, enquanto as restantes áreas são analisadas com menor detalhe usando modelos mesoscópicos, visto que estes modelos exigem um menor esforço na calibração e na preparação dos dados de entrada (Burghout & Koutsopoulos, 2006). Para além deste tipo de modelos híbridos, têm também surgido modelos híbridos macro-microscópicos (Magne, Rabut, & Gabard, 2000; Poschinger, Kates, & Meier, 2000; Bourrel & Lesort, 2003; Espie, Gattuso, & Galante, 2006; Mammar, Lebaque, & Haj-Salem, 2006) em que se recorre a modelos macroscópicos para simular as áreas da rede de menor importância.

2.4.2. Classificação dos Modelos de Simulação quanto à Variabilidade Temporal

Os modelos de simulação de tráfego podem também ser classificados em função da sua variabilidade temporal, isto é, se e de que forma são dependentes da dimensão tempo. Deste modo e embora alguns autores limitem a utilização da simulação a sistemas em que existem variações temporais (Portugal, 2005), habitualmente distinguem-se dois grandes grupos de modelos de simulação: modelos estáticos; modelos dinâmicos. Nos modelos de tráfego estáticos a dimensão tempo não é relevante, pelo que, a descrição da interação entre oferta e procura na infraestrutura é efetuada assumindo essas variáveis como constantes ao longo do período temporal em estudo (Morsink et al., 2008; Vilarinho, 2008). Estes modelos baseiam-se no clássico modelo de transportes de 4 passos: geração de viagens; distribuição de viagens; repartição modal; afetação. São geralmente utilizados a um nível estratégico na realização de estudos de longo prazo sobre os efeitos (principalmente na mobilidade) da implementação de medidas (Morsink et al., 2008).

Porém, é sem dúvida no grupo dos modelos dinâmicos que se enquadram a maioria dos modelos de simulação, ou seja, existe variação ao longo do tempo das variáveis. É usual a classificação destes modelos considerando a dimensão tempo como uma variável independente que pode ser descrita da seguinte forma (TRB, 1992; Vilarinho, 2008):

- Modelos dinâmicos contínuos - as alterações no tráfego no sistema são descritas de forma ininterrupta no tempo, respondendo a solicitações contínuas;
- Modelos dinâmicos discretos - as mudanças no tráfego ocorrem de forma descontínua no tempo, podendo ser feita a distinção de dois tipos de modelos deste género em função do tempo ou do “evento”. No primeiro caso o tempo é representado por intervalos de tempo discretos, enquanto no segundo caso o sistema é caracterizado através de certos elementos que são alterados - os eventos (por exemplo o estado dos sinais luminosos).

Para além do tempo existem outras variáveis independentes que podem ser descritas de forma contínua ou discreta, como são o caso da velocidade ou da posição do veículo (Vilarinho, 2008).

2.4.3. Representação do Processo de Simulação

A representação do modo como funciona cada um dos elementos do sistema, nomeadamente o comportamento dos veículos numa rede de transportes, pode ser efetuada seguindo duas abordagens distintas (Bellemans, Schutter, & De Moor, 2002; Portugal, 2005; Vilarinho, 2008):

- **Determinística** - o comportamento encontra-se bem definido, pois todas as variáveis caracterizam-se pela certeza que advém da sua definição em termos matemáticos com precisão (analiticamente através de expressões determinísticas baseadas em determinadas suposições) e cujos valores pode ser obtidos com exatidão (onde e quando um evento deve ocorrer, por quanto tempo, etc.), não tendo em atenção a aleatoriedade. Os modelos deste tipo caracterizam-se por apresentarem os mesmos resultados quando se simula uma mesma situação duas vezes, desde que se mantenham as mesmas condições iniciais, os mesmos dados de entrada e condições fronteira;
- **Estocástica** - reflete as possíveis variações de natureza aleatória/ocasional que podem ocorrer nas variáveis intervenientes. Estas são consideradas como aleatórias e obedecem a determinadas leis de distribuição de probabilidades baseadas em hipóteses que procuram a aproximação à realidade. Os modelos de simulação deste tipo contêm uma ou mais variáveis aleatórias cuja função é representada através de amostras. É a forma de representação mais utilizada e habitualmente a sua utilização impõe um procedimento de amostragem aleatória, a partir do qual é desenvolvida uma aproximação numérica probabilística do problema. As amostras aleatórias de dados são assim transformadas em variáveis aleatórias, concretizando uma aproximação do problema, a partir de funções densidade de probabilidade conhecidas ou encontradas de modo artificial. A utilização de pelo menos uma variável estocástica num modelo de tráfego implica que para duas simulações que partam das mesmas condições iniciais, dos mesmos dados de entrada e condições fronteira, os resultados obtidos possam ser diferentes, dependendo do valor da variável estocástica que é assumido em cada uma das simulações

É importante notar que um mesmo modelo pode ser formulado de forma determinística ou estocástica dependendo do modo como as variáveis são consideradas. Por exemplo, um modelo de interação entre veículos pode ser formulado como uma relação determinística ou estocástica dependendo do modo como o tempo de reação dos condutores é considerado, respetivamente, constante ou um valor aleatório (Vilarinho, 2008).

2.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS VÁRIOS MODELOS DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO

Como já foi referido anteriormente, a classificação mais habitualmente utilizada para os modelos de simulação de tráfego é a relativa ao seu nível de detalhe, em: macroscópicos, mesoscópicos e microscópicos, por ordem crescente de detalhe. Deste modo, e uma vez que os diferentes modelos procuram representar o comportamento do tráfego em diferentes níveis de pormenor, a escolha e utilização de cada um deles está intimamente ligada à escala do problema em análise. A Figura 2.2 ilustra a relação entre os tipos de modelo de simulação e a escala de análise de um dado problema de engenharia de tráfego.

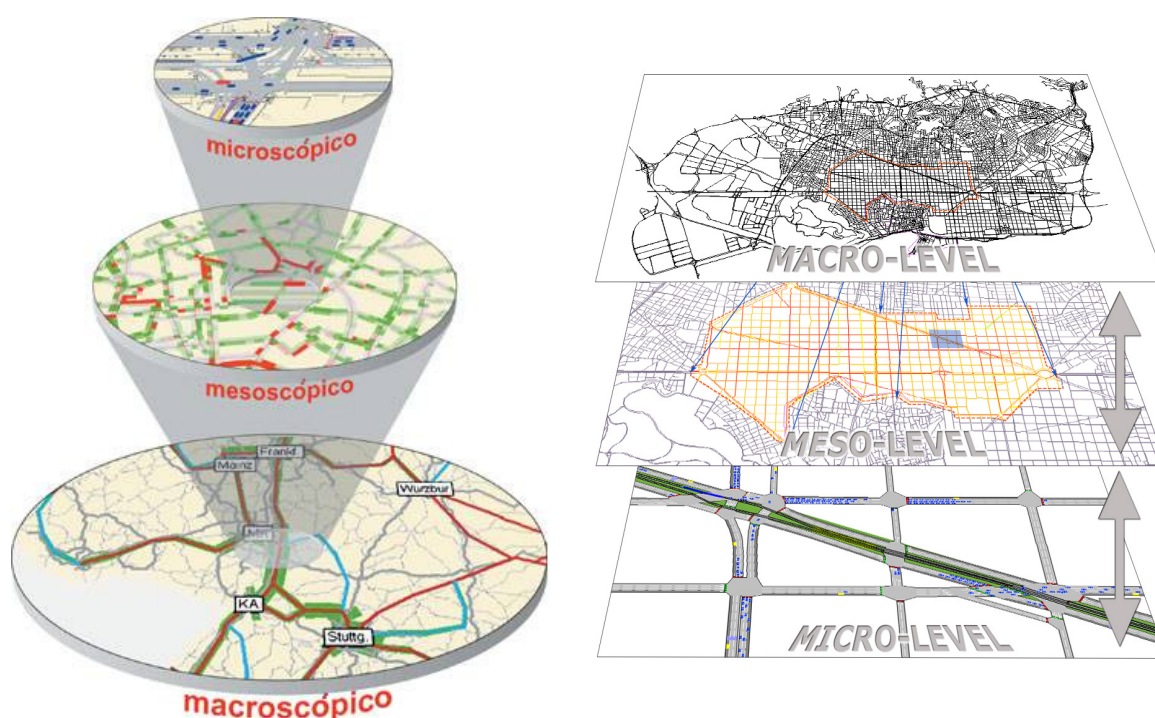


Figura 2.2 - Nível de detalhe dos modelos (www.ptvag.com; www.aimsun.com)

Importa assim, caracterizar melhor cada um destes tipos de modelos para que seja possível a sua comparação e posterior seleção para aplicação.

Os modelos macroscópicos são os que apresentam o nível de detalhe mais baixo, desprezando tudo o que tem a ver com o comportamento individual de cada veículo na corrente de tráfego onde está inserido. São por isso modelos que não requerem uma grande capacidade computacional, porém como desprezam o comportamento individual dos veículos, são incapazes de prever/avaliar variáveis a esse nível, diminuindo o seu campo de aplicação. Com estes modelos é, por exemplo, impossível saber qual o consumo de combustível de um determinado

veículo sob determinadas condições de circulação. São modelos caracterizados por variáveis como a concentração, o débito, a taxa de ocupação, a velocidade média, quer no espaço, quer no tempo.

No outro extremo surgem os modelos microscópicos, em que os seus elementos e as interações entre entidades são descritas com grande detalhe. São modelos dinâmicos e consequentemente a caracterização do comportamento do tráfego é realizada quer espacialmente, quer temporalmente. Como já foi referido, os modelos microscópicos são dependentes do comportamento dos condutores e das características dos veículos, sendo por isso usadas variáveis como a velocidade individual, o tempo e a distância entre veículos (Vilarinho, 2008).

O facto de serem modelos em que se procura fazer uma representação o mais realista possível do comportamento dos veículos que circulam na rede, torna-os por um lado em ferramentas bastantes poderosas, pois possibilitam aos técnicos a criação de vários cenários diferentes, mas por outro lado, requerem mais dados, mais tempo de codificação e um processo de calibração e validação mais minucioso.

Porém, a evolução tecnológica que se tem verificado ao nível da informática, com o consequente aumento da capacidade computacional dos computadores atuais, tem originado o aparecimento/desenvolvimento de programas de modelação microscópica cada vez mais rápidos, detalhados e versáteis.

No Quadro 2.1 apresenta-se uma comparação entre os modelos macroscópicos e microscópicos e as respetivas abordagens, tendo por base alguns aspetos fundamentais em modelação.

Quadro 2.1 - Comparação das abordagens macroscópica e microscópica
(Scherr, Adams, & Bauer, 2003)

	MODELOS MACROSCÓPICOS	MODELOS MICROSCÓPICOS
PARADIGMAS	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Os veículos e as viagens são modeladas em conjunto; ▫ Os veículos e as viagens são modeladas em conjunto; ▫ Os volumes de tráfego são reproduzidos habitualmente em modelos estáticos, sendo o seu resultado representado por um valor médio ao longo do tempo; ▫ Enfoque no comportamento dos arcos e simplificação do que se passa nos nós (interseções); ▫ Previsões a longo prazo; ▫ Tempos de simulação curtos. 	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Os veículos e as viagens são modelados individualmente; ▫ Simulação dinâmica em tempo real; ▫ É uma ferramenta de engenharia com um enfoque nas interseções; ▫ Usado tipicamente para previsões a curto prazo; ▫ Tempos de simulação longos.
MODELAÇÃO DA CAPACIDADE E DA VELOCIDADE	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Todas as viagens partilham da mesma velocidade num determinado elemento da rede; ▫ A capacidade é um dado de entrada do modelo; ▫ O fenómeno do congestionamento não é explicável. A velocidade é uma função estritamente dependente do volume (aumentando o volume a velocidade diminui). 	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Cada viagem/veículo possui uma velocidade individual que resulta da interação com outros veículos e com os dispositivos de controlo de tráfego; ▫ A capacidade não é um dado de entrada. É sim um resultado função da geometria e do comportamento dos condutores; ▫ Pode reproduzir pontos de ocorrência de congestionamento e a evolução das filas de espera.
NÍVEL DE DETALHE	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Detalhe baixo. As interseções são modeladas de forma simplificada como sendo um ponto sem geometria. 	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Elevado detalhe. As interseções são representadas com detalhe (nomeadamente ao nível da geometria e da representação dos movimentos direcionais) através de vários elementos.

No que toca ao terceiro tipo de modelos de simulação de tráfego, os modelos

mesoscópicos, estes possuem um nível de detalhe intermédio relativamente aos outros dois e incorporam aspetos desses modelos. Assim e apesar de não haver uma distinção do comportamento individual dos veículos e sua interação, tal como acontece nos modelos microscópicos, esse comportamento é especificado, por exemplo através de condições probabilísticas (Figueiredo, 2005; Vilarinho, 2008). Nestes modelos os veículos são geralmente agregados em pequenos grupos, sendo por isso representados por intermédio de pelotões em que o comportamento dos veículos que os constituem é semelhante. Em alguns simuladores os resultados da modelação microscópica são agregados para utilização na modelação mesoscópica, o que reduz consideravelmente o tempo necessário para a simulação.

No Quadro 2.2 apresentam-se as principais vantagens e desvantagens de cada tipo de modelo de simulação de tráfego.

Quadro 2.2 - Vantagens e desvantagens dos diversos modelos de simulação de tráfego

	VANTAGENS	DESvantagens
MODELOS MACROSCÓPICOS	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Capacidade de simular redes extensas; ▫ Rapidez na simulação; ▫ Necessidade de poucos dados de entrada; ▫ Processos de calibração e validação menos demorados. 	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Pouco detalhe; ▫ Resultados muito agregados; ▫ Incapazes de caracterizar o comportamento de um determinado veículo; ▫ Incapazes de simular o comportamento do tráfego nos vários elementos da rede; ▫ Não são capazes de determinar atrasos nas interseções, limitando a sua utilização a meios urbanos.
MODELOS MESOSCÓPICOS	<ul style="list-style-type: none"> ▫ É possível a caracterização do comportamento de grupos de veículos (pelotões); ▫ Rapidez na simulação; ▫ Não necessitam de muitos dados de entrada; ▫ São capazes de determinar atrasos em cruzamentos; ▫ É possível a sua aplicação a redes urbanas. 	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Não simulam o comportamento individual dos veículos;

	VANTAGENS	DESVANTAGENS
MODELOS MICROSCÓPICOS	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Grande detalhe na simulação; ▫ Capacidade de simular o comportamento do tráfego nos vários elementos da rede; ▫ Grande quantidade de resultados possíveis; ▫ Possibilidade de análise do comportamento de um dado veículo; ▫ Possibilidade de agregação de resultados com vista à sua incorporação em outros modelos. 	<ul style="list-style-type: none"> ▫ Necessitam de bons meios computacionais; ▫ Requerem muitos dados de entrada; ▫ Processos de calibração e validação demorados.

2.6 PRINCIPAIS MODELOS DE SIMULAÇÃO MACROSCÓPICOS, MESOSCÓPICOS E MICROSCÓPICOS

2.6.1. Modelos Macroscópicos

Segundo Figueiredo (2005), nos modelos macroscópicos as entidades, bem como as suas atividades e interações, são representadas com um baixo nível de pormenor. Como estes modelos são normalmente utilizados para representar e analisar o comportamento agregado de um conjunto de veículos que constituem uma corrente de tráfego, esta é representada com um elevado nível de agregação, usando determinadas características tais como o fluxo (ou débito) ou taxa de ocupação, a densidade (ou concentração) e a velocidade média, que constituem variáveis macroscópicas de tráfego. O comportamento individual dos veículos, como por exemplo manobras de mudança de via, não é representado de forma explícita pelos modelos macroscópicos.

Neste tipo de modelos, o tráfego é encarado como contínuo e consideram-se apenas valores médios, ao invés de se tratar cada veículo como uma entidade individual. Assim, as variáveis macroscópicas são assumidas como contínuas em x (no espaço) e em t (no tempo) e são habitualmente consideradas as seguintes:

$p(x,t)$ - concentração ou densidade de veículos (em unidades de veículos por unidade de

distância). Esta variável representa o número médio de veículos por unidade de distância em deslocamento na estrada, na vizinhança da posição x e no instante t .

$v(x,t)$ - velocidade (em unidades de distância por unidade de tempo). Representa a velocidade média de veículos em deslocamento na estrada, na vizinhança da posição x e no instante t .

O débito de veículos é dado por $Q = \rho \cdot v$, onde $Q(x,t)$ é igual ao número de veículos que passam na posição x por unidade de tempo.

Um dos modelos macroscópicos mais popular foi proposto por Lighthill e Whitham em 1955 (Lighthill & Whitham, 1955). Aparentemente também Richards (1956) desenvolveu o mesmo modelo independentemente daqueles autores, em 1956. Por esta razão este modelo é conhecido por modelo LWR. A sua teoria, chamada de “teoria hidrodinâmica do fluxo de tráfego” está subjacente a muitos dos modelos macroscópicos de fluxo de tráfego atualmente existentes. Eles basearam o seu modelo na equação do princípio da conservação de massa. De facto, num troço de estrada onde não existem ramais de acesso ou de saída, verifica-se a conservação do número de veículos (Dantzig & Trucker, 2001) como se observa na Figura 2.3.

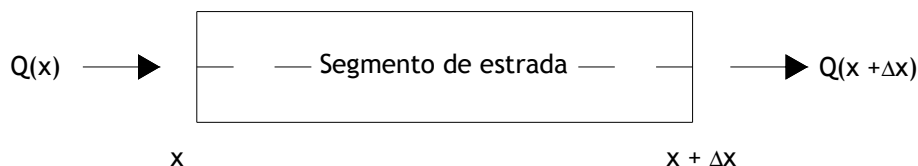


Figura 2.3 - Conservação do número de veículos num segmento de estrada (Figueiredo, 2005)

Assim, partindo deste pressuposto e considerando os valores médios referidos é possível escrever a seguinte equação (Figueiredo, 2005):

$$Q(x) - Q(x + \Delta x) = \frac{\partial}{\partial t}(\rho \cdot \Delta x) \quad (2.1)$$

onde:

$Q(x)$ - débito de veículos que entram;

$Q(x + \Delta x)$ - débito de veículos que saem;

$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \cdot \Delta x)$ - veículos acumulados.

Procedendo ao rearranjo dos termos da equação e dividindo por Δx (que não se altera no tempo), a equação toma a seguinte forma:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{Q(x + \Delta x) - Q(x)}{\Delta x} = 0 \quad (2.2)$$

Se $\Delta x \rightarrow 0$ (variação espacial) pode-se substituir o segundo termo da equação por $\frac{\partial Q}{\partial x}$, o que resulta na equação da continuidade:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.3)$$

Ou reescrevendo-a em ordem a p e v ,

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \cdot v)}{\partial x} = 0 \quad (2.4)$$

Outros trabalhos importantes foram realizados na área dos modelos macroscópicos, na sequência do modelo LWR, e com o objetivo de resolver as suas limitações. São o caso dos modelos tipo-Payne desenvolvido inicialmente por Payne (1971) e que tem sido melhorado por diversos autores, Philips (1979), Kerner e Konhauser (1993), Zhang (2000), Aw e Rascle (2000).

Um outro grupo de modelos macroscópicos que tem sido desenvolvido mais recentemente são os modelos tipo Helbing, cuja formulação inicial foi proposta por Helbing (1996).

Uma das limitações do modelo LWR estava relacionada com o comportamento do tráfego em situações de congestionamento. Segundo Figueiredo (2005), para descrever a variação da velocidade no tempo e no espaço, em situações de congestionamento no qual o tráfego circula em condições de “para-arranca”, é necessário utilizar uma equação dinâmica de velocidade. A maior parte dos modelos contínuos que representam estas situações recorrem à equação do modelo de Helbing (Helbing, 1996) a seguir representada.

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = -\frac{1}{\partial} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{1}{\tau} (V_e - V) \quad (2.5)$$

em que:

$$\begin{aligned} V \frac{\partial V}{\partial x} & \quad - \text{transporte;} \\ \frac{1}{\partial} \frac{\partial P}{\partial x} & \quad - \text{pressão;} \\ \frac{1}{\tau} (V_e - V) & \quad - \text{relaxação.} \end{aligned}$$

Assim, de acordo com a equação (2.5) a alteração da velocidade média do veículo é dada por três termos. O termo transporte surge da propagação do perfil de velocidade com a velocidade V dos veículos. O termo pressão reflete uma antecipação de alterações espaciais da situação de tráfego, ou o efeito de dispersão devido à variância finita das velocidades dos veículos. O termo relaxação descreve a adaptação ao equilíbrio dinâmico da velocidade V_e com o tempo de relaxação τ .

O modelo de Helbing (1996) é um exemplo de um modelo macroscópico de tráfego para autoestrada inspirado na teoria cinética dos gases, que inclui os efeitos de alteração espacial do cenário de tráfego e as correlações de velocidade entre veículos.

2.6.2. Modelos Mesoscópicos

Os modelos mesoscópicos pretendem preencher o intervalo deixado em aberto entre a abordagem agregada dos modelos macroscópicos e a descrição pormenorizada da interação entre os veículos própria dos modelos microscópicos, integrando por isso aspetos dos modelos macroscópicos e dos modelos microscópicos. Os modelos mesoscópicos representam, normalmente, as entidades de tráfego com um elevado nível de pormenor, porém o seu comportamento e interações são descritas com um nível de pormenor mais baixo (Figueiredo, 2005; Burghout, 2005).

Num modelo mesoscópico nem os veículos, nem o comportamento dos condutores, são distinguidos ou descritos individualmente, mas são-no de uma forma mais agregada usando, por exemplo, funções distribuição de probabilidade. Os modelos de tráfego mesoscópicos mais utilizados são os seguintes (Hoogendoorn & Bovy, 2001):

- Modelos de distribuição de intervalo de tempo entre veículos (*headway distribution models*);
- Modelos de grupo (*cluster models*);
- Modelos gás-cinético (*gás-kinetic*).

Os modelos mesoscópicos mais utilizados são os obtidos por analogias da teoria gás-cinético (Gas-Kinetic). Com um modelo gás-cinético podem descrever-se distribuições de velocidade e as localizações em momentos específicos de tempo (Hoogendoorn & Bovy, 2001). O desenvolvimento dos modelos de tráfego gás-cinético teve o seu início nos anos 60 do século passado, com os trabalhos de Prigogine e Andrews (1960) e Prigogine (1961).

Segundo Figueiredo 2005), a dinâmica destas distribuições é geralmente orientada por alguns processos que caracterizam o comportamento individual do condutor (por exemplo, aceleração, interação entre veículos e mudança de via). A formulação inicial foi entretanto melhorada, tendo sido introduzidos dois novos tipos de modelos deste tipo, designadamente o modelo gás-cinético multivia (*Multilane Gas-Kinetic*) (Helbing, 1997) e o modelo gás-cinético melhorado (*Improved Gas- Kinetic*) (Paveri-Fontana, 1975). Os dois casos têm uma aproximação semelhante, embora o primeiro considere explicitamente a mudança de via.

Um exemplo de modelo de simulação de tráfego do tipo mesoscópico é o DYNASMART (Mahmassani, Hu, Peeta, & Ziliaskopoulos, 1994), concebido com o intuito de constituir uma ferramenta de investigação para o estudo de Sistemas Avançados de Informação para Viajantes (SAIV)/Sistemas Avançados de Gestão de Tráfego (SAGT) e baseado no modelo de simulação-atribuição desenvolvido por Mahmassani e Jayakrishnan (1990, 1991) na Universidade do Texas, em Austin. Para além disso, avalia as estratégias para providenciar informação aos viajantes, prever padrões de fluxo de tráfego em função dos atuais e planejar percursos ótimos para viagens com base nos tempos das viagens simuladas. O DYNASMART é um simulador mesoscópico que usa modelos de tráfego macroscópicos e, simultaneamente, recolhe os movimentos de veículos individuais. Possibilita a representação de diversas classes de utilizadores correspondentes a diferentes características de desempenho dos veículos, a diferentes disponibilidades de estados de informação e diferentes regras de comportamento. Estas classes permitem modelar o comportamento do utilizador em resposta à informação do SAIV. O modelo pode ainda simular semáforos, painéis de mensagem variável, ramais de acesso e incidentes. O DYNASMART calcula os caminhos ótimos de viagem, baseados nos tempos simulados de viagem e simula os seus movimentos (Figueiredo, 2005).

2.6.3. Modelos Microscópicos

A apresentação dos principais modelos microscópicos utilizados em simuladores de tráfego será efetuada adiante neste trabalho.

2.7 CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE SIMULAÇÃO MICROSCÓPICOS

Em meados de 1999 foram publicados os resultados de um projeto europeu desenvolvido no âmbito do programa RTD Transportes do quarto programa quadro de apoio promovido pela Comissão Europeia. Esse projeto, designado por SMARTTEST (*Simulation Modelling Applied to Road*

Transport European Scheme Tests) e liderado pelo Instituto para Estudos de Transportes (ITS) da Universidade de Leeds, era constituído por um total de oito parceiros e os seus principais objetivos eram os seguintes (SMARTTEST, 2000):

- A revisão dos modelos de microssimulação existentes, para que pudessem ser identificadas falhas;
- A investigação da forma como os modelos existentes podiam ser melhorados de modo a colmatar as falhas identificadas, assim como desenvolver o estado da arte;
- A incorporação dos resultados do estudo num manual de boas práticas para o uso da microssimulação na modelação dos transportes rodoviários e para a divulgação destas conclusões no espaço Europeu.

Os resultados do projeto SMARTTEST mostram a existência de uma grande diversidade de modelos de microssimulação de tráfego patente nos cinquenta e oito modelos identificados (no entanto, apenas foram analisados trinta e dois modelos). No Quadro 2.3 apresenta-se, por tipo de situação de tráfego que modelam, os trinta e dois modelos de simulação microscópica analisados (SMARTTEST, 2000).

Quadro 2.3 - Tipos de modelos de microssimulação (SMARTTEST, 2000)

URBANO	INTERURBANO	COMBINADO	OUTRO
CASIMIR	AUTOBAHN	AIMSUN2	ANATOLL
DRACULA	FREEVU	CORSIM	PHAROS
HUTSIM	FRESIM	FLEXSYT II	SHIVA
MICSTRAN	MIXIC	INTEGRATION	SIMDAC
NEMIS	SISTM	MELROSE	
NETSIM		MICROSIM	
PADSIM		MITSIM	
SIGSIM		PARAMICS	
SIMNET		PLANSIM-T	
SITRA-B+		TRANSIMS	
SITRAS		VISSIM	
THOREAU			

Os simuladores microscópicos de tráfego devem possuir um conjunto de componentes mínimos que possibilitem ao modelador realizar a representação das condições da rede e de

tráfego características do caso que pretende analisar. Esses componentes são os seguintes (Brambila, 2008):

- Representação da malha viária - codificação e caracterização das vias utilizadas pelos veículos dentro da área de análise e delimitação da mesma. Deve ser possível definir as suas características, tais como, geometria, comprimento e largura das vias, número de vias (e faixas), sentido de tráfego, velocidade máxima e/ou características especiais de cada via (por exemplo, vias BUS);
- Definição dos tipos de veículos - definição das características dos veículos que serão analisados na simulação como, tipo, dimensões, capacidade de aceleração e desaceleração;
- Definição dos tipos de condutores - caracterização dos condutores do ponto de vista comportamental, por exemplo, em conservador, agressivo, moderado, entre outros. A cada veículo é associado um tipo de condutor, formando um conjunto veículo-condutor, cujo comportamento é ativo na simulação microscópica de tráfego;
- Especificação da procura - atribuição dos volumes de tráfego considerados na simulação. Especificação dos volumes de tráfego e sua distribuição ao longo da rede a simular. Em muitos casos estes volumes de tráfego são variáveis ao longo do período de análise (por exemplo, em intervalos de 15 minutos);
- Plano de controlo de tráfego - definição dos dispositivos de controlo de tráfego e da forma como são reguladas as interseções. Exemplos de dispositivos de controlo de tráfego são os sistemas semafóricos, os redutores de velocidade, a sinalização, os painéis de mensagens variável, entre outros;
- Modelação detalhada do comportamento individual dos veículos e condutores - definição dos modelos de comportamento e circulação dos veículos. Este modelos irão ditar de que forma os veículos interagem entre si e com os outros componentes da simulação. Estes modelos são intrínsecos ao simulador e constituem o seu principal componente. Adiante neste trabalho encontram-se descritos vários destes modelos;
- Animação gráfica da simulação - possibilita ao modelador verificar a verosimilhança da rede modelada com a realidade e ainda averiguar a existência de possíveis erros de codificação;
- Resultados da simulação - conjunto de indicadores de desempenho obtidos com base nas simulações realizadas, que possibilitam a análise da rede modelada e a

aferição do impacto de alterações introduzidas e que se pretendam estudar.

2.7.1. Modelos Microscópicos de Tráfego

A simulação do comportamento dos veículos e sua interação realiza-se nos simuladores de microscópicos tráfego por intermédio de modelos microscópicos de tráfego, também conhecidos por modelos de comportamento dos veículos (ou de condução), sendo que a sua maioria modela o comportamento da aceleração, tendo por base a equação do movimento:

$$\frac{\partial^2 x_i}{\partial t^2} = \frac{\partial v_i}{\partial t} = a_i \quad (2.6)$$

em que:

- x_i - deslocamento do veículo i ;
- v_i - velocidade do veículo i ;
- a_i - aceleração do veículo i .

Os principais modelos deste tipo são os seguintes:

- Modelos de seguimento de veículo (car-following);
- Modelos de regime livre (free-flow) e modelos gerais de aceleração;
- Modelos de mudança de via (lane changing);
- Modelos de aceitação do intervalo disponível (gap acceptance).

2.7.1.1. Modelos de seguimento (car-following)

Os modelos de seguimento (*car-following models*) surgiram no final dos anos 50 do século XX e têm por base os mecanismos que possibilitam a descrição do processo em que um veículo segue outro (Hoogendoorn & Bovy, 2001; Figueiredo, 2005). Segundo Figueiredo (2005), estes modelos representam o comportamento de filas de veículos em que estes interagem entre si e onde a velocidade de cada um dos veículos depende da velocidade do veículo que circula à sua frente. De entre os modelos deste tipo podem-se distinguir três variantes de modelos de seguimento: os modelos de distância segura (*safe-distance models*); os modelos de estímulo-resposta (*stimulus-response models*); e os modelos de psicoespaçamento (*psycho-spacing models*) (Hoogendoorn & Bovy, 2001).

Modelos de distância segura

Os modelos deste tipo descrevem o comportamento dinâmico de um veículo em particular, em relação ao seu predecessor. O princípio base destes modelos consiste em que um veículo deve manter uma distância segura em relação ao veículo que segue imediatamente à sua frente (Figura 2.4).

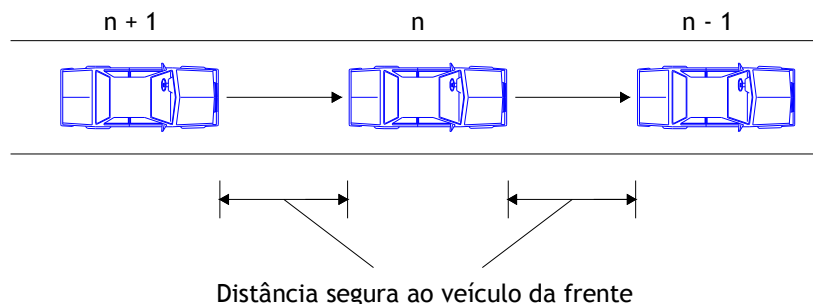


Figura 2.4 - Representação do seguimento de veículos

A este respeito, um modelo muito simples, e um dos primeiros, consiste no proposto por Pipes (1953) e que assenta numa regra estabelecida no Código de Veículos da Califórnia de então: *“Uma boa regra para se seguir um outro veículo a uma distância segura é permitir, pelo menos, a distância de um carro entre os veículos por cada dez milhas por hora (16,1 km/h) de velocidade a que se está a viajar”*. A consideração desta regra de condução permite a determinação de uma distância grosseira ao veículo da frente, d_n , de um veículo n que circula a uma velocidade v , em relação a um veículo $n-1$ (Hoogendoorn & Bovy, 2001):

$$d_n(v) = l_n \left(1 + \frac{v}{16,1} \right) \quad (2.7)$$

em que:

l_n - comprimento do veículo n .

Como se pode facilmente constatar da análise da expressão acima, no modelo proposto por Pipes (Pipes, 1953) a distância mínima de segurança aumenta linearmente com a velocidade v a que circula o veículo.

De acordo com Ngoduy (2006), uma proposta ligeiramente diferente foi a realizada por Forbes, Zagorski, Holshouser e Deterline (1958) na qual se considera que o tempo mínimo ao veículo da frente obtido grosseiramente, $h_n(v)$, é igual ao tempo de reação, T , específico da respetiva classe de veículos e do tempo necessário para que o veículo percorra uma distância

igual ao seu comprimento. Esta formulação pode ser descrita por intermédio da seguinte expressão:

$$h_n(v) = T + \frac{l_n}{v} \quad (2.8)$$

onde:

T - Tempo de reação.

Escrevendo a expressão anterior de uma outra forma obtém-se a distância grosseira ao veículo da frente da seguinte forma:

$$d_n(v) = l_n + T \cdot v \quad (2.9)$$

Estes dois modelos foram comparados em medições realizadas no campo, tendo-se concluído que no caso da teoria de Pipes as distâncias mínimas ao veículo da frente são ligeiramente inferiores às observadas em campo quando as velocidades são baixas ou elevadas. Tendo em conta que estes modelos são bastante simples a sua boa correlação com a realidade é sem dúvida bastante interessante (Hoogendoorn & Bovy, 2001).

Entretanto, Leutzbach (1988) discute um modelo mais refinado no qual se descreve o espaçamento entre veículos que se encontram estrangidos na corrente de tráfego. Nesse modelo o autor estabelece que o tempo de reação total, T, consiste na soma das seguintes parcelas:

- Tempo de percepção (tempo necessário para que o condutor reconheça que existe um obstáculo);
- Tempo de decisão (tempo necessário para que o condutor tome a decisão de travar);
- Tempo de travagem (tempo de acionamento dos travões).

A distância de paragem é definida com sendo a distância indispensável ao veículo para que este pare completamente (distância de travagem) e que incorpora ainda a distância percorrida durante o tempo de reação do condutor. A máxima desaceleração durante a travagem é, para além de outras coisas, uma função do valor do atrito entre o pneu e a superfície da estrada, μ , e da aceleração da gravidade, g. Assim, o modelo da distância total de segurança assume que os condutores consideram distâncias de travagem suficientemente grandes que lhes permitam travar até parar sem que causem uma colisão frente-traseira com o veículo que segue

à sua frente caso este pare instantaneamente (Hoogendoorn & Bovy, 2001). Esta distância de segurança é dada por:

$$d_n(v) = l_n + T \cdot v + \frac{v^2}{2\mu g} \quad (2.10)$$

Analisando a expressão acima, facilmente se constata que esta é semelhante à proposta no modelo de Forbes, com exceção da última parcela do segundo membro que representa a distância percorrida durante a travagem. Ora, se se analisar uma situação em que dois veículos têm aproximadamente a mesma distância de travagem e se considerar que o espaçamento entre os veículos deve ser o suficiente para que se evite o acidente entre eles, quando o veículo da frente para, o veículo que o persegue apenas necessita de uma distância para parar correspondente à que ele percorre durante o tempo de reação total, T , tal como acontece no modelo de Forbes. Assim sendo, poder-se-á dizer que na realidade a distância entre dois veículos consecutivos deverá ser igual a um valor que se situa entre a solução preconizada por Forbes (limite inferior) e a estabelecida por Leutzbach (limite superior).

Em 1998, Jepsen (Jepsen, 1998) propôs um modelo no qual se introduz um fator de risco relacionado com a velocidade a que chamou *speed risk*, passando a distância grosseira ao veículo da frente, d_n , efetivamente ocupada por um veículo n a circular com uma velocidade v a ser função do comprimento do veículo, l_n , de uma distância mínima entre os veículos quando estes se encontram imobilizados num congestionamento, d_{\min} , do tempo de reação, T , e do fator de risco da velocidade, F , de acordo com a seguinte expressão:

$$d_n(v) = (l_n + d_{\min}) + v(T + v \cdot F) \quad (2.11)$$

Relativamente ao fator de risco da velocidade, segundo Hoogendoorn e Bovy (2001) este decorre da constatação de que os condutores mais experientes não têm como objetivo somente a prevenção das colisões frente-traseira, como também a minimização dos potenciais estragos e ferimentos causados numa colisão, devido à sua consciencialização de que a velocidade a que circulam é um fator importante. Assim sendo, este fator é modelado assumindo que os condutores aumentam o seu tempo para o veículo da frente em função de um fator, o fator de risco da velocidade, que varia linearmente com a velocidade de circulação, v .

Brackstone e McDonald (1999) incluem neste grupo de modelos os chamados modelos de anticolisão (*collision avoidance*) cuja formulação original foi proposta por Kometani e Sasaki (1959). Estes modelos procuram especificar uma distância de seguimento segura, a partir da

manipulação das equações Newtonianas do movimento, abaixo da qual seria inevitável a colisão caso o condutor do veículo da frente reaja de forma imprevisível. Assim, no modelo desenvolvido por Kometani e Sasaki (1959) a distância de segurança para se evitar a colisão com o veículo da frente é uma função das velocidades do veículo seguidor e do veículo líder, e do tempo de reação do condutor, de acordo com a expressão seguinte:

$$\Delta x(t - T) = \alpha \cdot v_{n-1}^2(t - T) + \beta_1 \cdot v_n^2(t) + \beta \cdot v_n(t) + b_0 \quad (2.12)$$

em que:

- v_n - velocidade do veículo n;
- v_{n-1} - velocidade do veículo n-1;
- Δx - distância entre o veículo n e o veículo n-1;
- T - tempo de reação do condutor;
- α, β, β_1 e b_0 - constantes de calibração.

Entretanto, Gipps (1981) efetuou um desenvolvimento significativo a este modelo, tendo considerado vários fatores mitigadores que a formulação inicial havia negligenciado (Brackstone & McDonald, 1999). Estes fatores estão relacionados com o tempo de reação, tendo considerado na nova formulação que os condutores admitem um tempo de reação adicional de segurança igual a $T/2$, de modo a que seja possível evitar uma colisão em quaisquer circunstâncias, e com os termos cinéticos relacionados com as taxas de travagem, designadamente a taxa de travagem máxima (máxima desaceleração) que o condutor do n-ésimo veículo deseja usar e a taxa de travagem máxima do (n-1)-ésimo veículo que o condutor do n-ésimo veículo acredita que é possível de ser utilizada (Brackstone & McDonald, 1999).

No modelo de seguimento de Gipps o comportamento dos veículos é distinto em função das condições de circulação, podendo estes circular em condições livres ou em condições constrangidas pelo veículo que segue à sua frente. Quando um veículo se encontra constrangido pelo veículo da frente, o seu condutor tenta adaptar a velocidade de modo a obter uma distância entre os veículos que seja segura que lhe permita evitar uma colisão. Quando o veículo circula livremente, a sua velocidade é constrangida pela velocidade à qual o condutor deseja circular e pela sua aceleração máxima (Olstam & Tapani, 2004).

Deste modo no modelo de Gipps a velocidade de um veículo durante um intervalo de tempo $[t, t+T]$, é escolhida a partir de (Olstam & Tapani, 2004):

$$v_n(t + T) = \min\{v_n^a(t + T), v_n^b(t + T)\} \quad (2.13)$$

Em que v_n^a representa a máxima velocidade até à qual um veículo pode acelerar durante um intervalo de tempo e é dada por:

$$v_n^a(t+T) = v_n(t) + 2,5 \cdot a_n^{\max} \cdot T \left(1 - \frac{v_n(t)}{v_n^{\text{desejada}}} \right) \cdot \sqrt{0,025 + \frac{v_n(t)}{v_n^{\text{desejada}}}} \quad (2.14)$$

E onde v_n^b corresponde à máxima velocidade a que um veículo n circula em segurança relativamente a um veículo que siga à sua frente num instante de tempo t , obtendo-se esta velocidade da seguinte forma:

$$v_n^b(t+T) = d_n^{\max} \cdot T + \sqrt{(d_n^{\max} \cdot T)^2 - d_n^{\max} \left[2\{x_{n-1}(t) - s_{n-1} - x_n(t)\} - v_n(t) \cdot T - \frac{v_{n-1}(t)^2}{\hat{d}_{n-1}} \right]} \quad (2.15)$$

onde:

- a_n^{\max} - aceleração máxima desejada pelo condutor do veículo n , em m/s^2 ;
- d_n^{\max} - desaceleração máxima desejada pelo condutor do veículo n , em m/s^2 ;
- s_{n-1} - comprimento efetivo do veículo líder, que corresponde à soma do comprimento do veículo com a distância que o separa do seu seguidor quando ambos se encontram parados;
- v_n^{desejada} - velocidade à qual o condutor do veículo n deseja circular;
- $x_n(t)$ - posição dos veículos n no instante de tempo t ;
- $x_{n-1}(t)$ - posição dos veículos $n-1$ no instante de tempo t ;
- T - tempo de reação, que é assumido como constante para todos os veículos;
- \hat{d}_{n-1} - estimativa da máxima desaceleração desejada pelo condutor do veículo $n-1$, em m/s^2 .

Relativamente ao parâmetro \hat{d}_{n-1} , importa referir que este valor consiste numa mera estimativa devido ao facto de, em condições reais de tráfego, o condutor do veículo n não conseguir determinar o valor da desaceleração que é desejada pelo condutor do veículo que segue à sua frente através da sua simples observação direta.

Modelos de estímulo-resposta

Os modelos de estímulo-resposta caracterizam-se por tentarem reproduzir o comportamento adotado pelos condutores quando seguem um outro veículo, sendo que os condutores nestas condições tendem a seguir o comportamento do veículo que o precede. Assim, o condutor reage (resposta) em função do comportamento que vai observando do veículo que circula à sua frente (estímulo), adaptando desta forma o seu próprio comportamento (Figura 2.5).

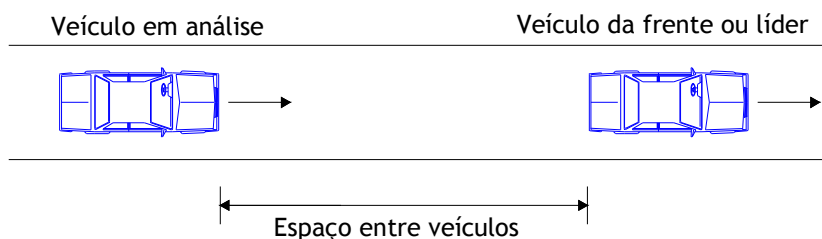


Figura 2.5 - Regime de seguimento (*car-following*)

Este processo é baseado no seguinte princípio básico (Hoogendoorn & Bovy, 2001):

$$resposta = sensibilidade \times estímulo \quad (2.16)$$

De uma forma geral, a resposta corresponde à aceleração e desaceleração (travagem) que o veículo seguidor, com um atraso que corresponde ao tempo de reação do veículo seguidor, T_n . O estímulo ao qual o condutor reage corresponde habitualmente à velocidade relativa em relação ao veículo da frente, enquanto a sensibilidade representa um fator de proporcionalidade relacionado com a intensidade da resposta do condutor ao estímulo e que poderá ser função de diversos fatores, tais como, a velocidade do veículo e o espaçamento entre os veículos (Figueiredo, 2005; Weng & Wu, 2002). A fórmula geral deste tipo de modelos pode ser reescrita da seguinte forma:

$$resposta_n(t) = sensibilidade_n(t) \times estímulo_n(t - T_n) \quad (2.17)$$

em que:

t - tempo de observação;

T - tempo de reação do condutor do veículo n ;

$resposta_n(t)$ - aceleração/desaceleração aplicada pelo condutor do veículo n no instante t .

De referir que o tempo de reação, T_n , inclui não só o tempo correspondente ao movimento do pé do condutor para acionar os pedais do veículo (reação do sistema condutor-veículo), mas também o tempo de perceção (intervalo de tempo que decorre entre a receção do estímulo e o momento em que o condutor decide realizar a ação, neste caso, movimentar o pé para acionar os pedais) (Figueiredo, 2005).

Esta formulação surgiu pela primeira vez em 1958 com o trabalho produzido por Chandler, Herman e Montroll nos Laboratórios de Investigação da General Motors (GM) (Chandler et al., 1958) e continuou a ser desenvolvido com os trabalhos de Gazis, Herman e Potts (1959) e Gazis, Herman e Rothery (1961). Este conjunto de modelos ficou conhecido como modelos GM.

No primeiro modelo desenvolvido (Chandler et al., 1958), a resposta do veículo seguidor, em termos de aceleração, é obtida através do estímulo correspondente à velocidade relativa entre os dois veículos, isto é, o veículo seguidor tende em circular à mesma velocidade da do veículo que segue imediatamente à sua frente. Trata-se de um modelo linear simples cuja formulação matemática é expressa da seguinte forma:

$$a_n(t) = \gamma \cdot \Delta V(t - T_n) \quad (2.18)$$

com,

$$\Delta V(t - T_n) = v_{n-1}(t - T_n) - v_n(t - T_n) \quad (2.19)$$

onde:

$a_n(t)$ - aceleração aplicada pelo condutor n no instante t;

γ - constante que representa a sensibilidade;

$\Delta V(t - T_n)$ - estímulo. Diferença de velocidades entre o veículo seguidor e o seu líder;

$v_{n-1}(t - T_n)$ - velocidade do veículo líder no instante (t-T_n);

$v_n(t - T_n)$ - velocidade do veículo seguidor no instante (t-T_n).

Como se pode facilmente constatar da análise da expressão acima, o condutor do veículo seguidor responde ao estímulo produzido no instante (t-T_n) através de uma aceleração no instante t, sendo o termo que representa a sensibilidade o mesmo, independentemente de se tratar de uma situação em que pretenda o aumento da velocidade (aceleração) ou diminuição da mesma (travagem). Este facto constitui uma clara limitação deste modelo, pelo que em 1959, Gazis et al., propuseram um novo modelo em que se tenta ultrapassar esta questão através da consideração do espaçamento entre os dois veículos no termo que representa a sensibilidade. A expressão seguinte ilustra o modelo proposto por Gazis et al. (1959):

$$a_n(t) = \frac{\gamma}{\Delta x(t - T_n)} \cdot \Delta V(t - T_n) \quad (2.20)$$

com,

$$\Delta x(t - T_n) = x_{n-1}(t - T_n) - x_n(t - T_n) \quad (2.21)$$

em que:

$\Delta x(t - T_n)$ - espaçamento entre os veículos no instante (t-T_n);

$x_{n-1}(t - T_n)$ - posição do veículo líder no instante (t-T_n);

$x_n(t - T_n)$ - posição do veículo seguidor no instante (t-T_n).

Com esta alteração o coeficiente que representa a sensibilidade passou a variar em função do espaçamento entre os veículos, aumentando à medida que a distância entre os veículos vai diminuindo.

No entanto esta nova formulação continuou a apresentar várias restrições, o que levou a que Edie (1961) efetuasse uma nova modificação invocando para tal as seguintes limitações. Em primeiro lugar a questão comportamental, visto a teoria *car-following* não se aplicar a tráfego de baixa densidade. Em segundo lugar a limitação relativa à relação velocidade/densidade macroscópica que deriva da formulação de Gazis et al. (1959), uma vez que à medida que a densidade tende para zero, a velocidade aumenta para infinito (Figueiredo, 2005). Assim, Edie (1961) considera que à medida que a velocidade da corrente de tráfego aumenta, o condutor do veículo seguidor se torna mais sensível ao diferencial de velocidades entre ele e o veículo que o precede (Kim, Lovell, & Park, 2003). Esta consideração é conseguida matematicamente através da consideração da velocidade do veículo seguidor no termo da sensibilidade, passando este a ser diretamente proporcional à velocidade do veículo seguidor e inversamente proporcional ao quadrado da distância entre os dois veículos, de acordo com a seguinte expressão:

$$a_n(t) = \gamma \frac{v_n(t - T_n)}{\Delta x(t - T_n)^2} \cdot \Delta V(t - T_n) \quad (2.22)$$

Como facilmente se constata o estímulo continuou a ser função da velocidade relativa entre os dois veículos, logo quando os fluxos de tráfego são de baixa densidade, onde geralmente as distâncias entre os veículos são elevadas, esta formulação continua a apresentar os mesmos problemas das anteriores, pois não representa de forma realista esta situação.

Em 1961, Gazis et al., apresentaram uma formulação geral que ficou conhecida por Modelo Não-Linear General Motors ou Modelo GHR (Gazis-Herman-Rothery) em honra aos seus autores, na qual se relaciona a aceleração do veículo seguidor com a velocidade do veículo líder, a velocidade relativa e o espaçamento entre os veículos líder e seguidor, e o tempo de reação do condutor, e incorporando dois novos parâmetros de calibração, m e l , de modo a adaptar o modelo a uma rede em particular.

$$a_n(t) = \gamma \cdot \Delta V(t - T_n) \quad (2.23)$$

com,

$$\gamma = c \frac{v_n(t)^m}{\Delta x(t - T_n)^l} \quad (2.24)$$

ou seja, a sensibilidade, γ , é diretamente proporcional à constante c , à velocidade do veículo seguidor com o expoente m e inversamente proporcional à distância entre os veículos com expoente l .

A velocidade relativa entre os veículos continua a representar o estímulo.

Deste modo a parte mais importante do modelo GHR é a especificação dos parâmetros m e l . Nas experiências que levaram a cabo para investigar a sensibilidade das relações macroscópicas de tráfego, Gazis et al. (1961) dividiram o fluxo de tráfego em congestionado e não congestionado. A partir da análise de 18 conjuntos de dados, encontraram as duas combinações de valores de m e l mais favoráveis, cujos valores são $m=0$ a 2 e $l=1$ a 2 (Weng & Wu, 2002). Ao longo dos anos foram sendo apresentados diversos estudos em que se procurava a melhor combinação de valores para os parâmetros m e l , sem que os resultados fossem de todo convergentes. Segundo Brackstone e McDonald (1999) e Weng e Wu (2002) as possíveis razões prendem-se com: a complexidade intrínseca do comportamento das correntes de tráfego; e métodos utilizados e condições de tráfego em que foram efetuadas as medições nas experiências efetuadas. No quadro seguinte (Quadro 2.4) apresenta-se um resumo de várias combinações de valores para os parâmetros m e l propostos por vários autores (Brackstone e McDonald, 1999).

Quadro 2.4 - Combinações de valores para os parâmetros m e l no modelo GHR
(Brackstone e McDonald, 1999)

AUTORES	PARÂMETRO (m)	PARÂMETRO (l)	NOTAS
Chandler et al. (1958)	0	0	-
Herman e Potts (1959)	0	1	-
Hoefs (1972)	1,5/0,2/0,6	0,9/0,9/3,2	Desaceleração sem uso de travões/Desaceleração com uso de travões/Aceleração
Treiterer e Myers (1974)	0,7/0,2	2,5/1,6	Desaceleração/Aceleração
Ozaki (1993)	0,9/-0,2	1/0,2	Desaceleração/Aceleração

De destacar o trabalho levado a cabo por Ozaki (1993) que utilizou imagens vídeo para estimar os valores dos parâmetros do modelo GHR, tendo concluído que as combinações ótimas de parâmetros são as seguintes: $c=1,1$, $m=0,9$ e $l=1$ para desaceleração e $c=1,1$, $m=-0,2$ e $l=0,2$ para aceleração. Convém porém fazer nota que as imagens obtidas por Ozaki (1993) foram obtidas através de uma câmara de vídeo colocada no topo de um edifício, que lhe permitiu a análise de um campo de visão de 160m, valor relativamente baixo que apenas permitiu extrair intervalos de tempo para cada veículo inferiores a 10 segundos. Relativamente ao tempo de reação, Ozaki (1993) considerou quatro fatores distintos para a sua identificação: início da desaceleração, desaceleração máxima, início da aceleração e aceleração máxima. Este tipo de abordagem é distinta da tradicional em que o tempo de reação é considerado como sendo o somatório dos tempos de perceção e de movimento do pé (Gerlough & Huber, 1975). Assim, um condutor pode ter tempos de reação diferentes consoante a capacidade de desaceleração do veículo que conduz, uma vez que o condutor que conduz um veículo com um sistema de travagem mais eficiente sabe, à partida, que pode não necessitar de travar imediatamente após o seu predecessor começar a reduzir de velocidade, mas sim quando a distância entre os dois for de tal forma reduzida que obrigue à realização dessa ação. Isto não implica necessariamente que o tempo de reação seja menor, tal como sugerido por Ozaki. Porém, vem reforçar a sua constatação de que as condições de tráfego, designadamente o espaçamento entre os veículos líder e seguidor e a aceleração do veículo líder, têm influência no tempo de reação do condutor do veículo seguidor.

Em 1998, Aycin e Benekohal (1998), desenvolveram um modelo de seguimento de aceleração linear destinado a aplicações de tráfego em tempo real em sistemas inteligentes de transportes, que tencionava:

- descrever o comportamento de condução em condições de seguimento e paragem mais realisticamente do que os modelos existentes;
- poder ser mais preciso na aplicação dos tempos de reação durante a travagem;
- não modelar a aceleração como sendo constante e em patamares correspondentes a cada intervalo de tempo (*time step*).

Assim, o modelo de aceleração linear proposto e utilizado no algoritmo de seguimento possibilita os seguintes benefícios:

- Perfis de aceleração dos veículos contínuos, isto é, a aceleração num intervalo de tempo está ligada à da do intervalo anterior;

- Soluções contínuas no tempo;
- Melhor aproximação ao comportamento real de condução.

O modelo proposto possibilita a estimação da aceleração em qualquer instante de tempo, sendo a aceleração no instante seguinte a soma da aceleração atual com o produto da taxa de aceleração estimada pela diferença de tempo para a aceleração atual e do intervalo de tempo. Esta metodologia permite a obtenção de um perfil de aceleração contínuo para um dado condutor.

Modelos de psicoespaçamento (Psycho-spacing)

Os modelos de estímulo-resposta apresentam duas limitações que os tornam irrealistas em determinadas condições (Hoogendoorn & Bovy, 2001; Figueiredo, 2005; Toledo 2007). Por um lado estes modelos assumem que os condutores seguem sempre o veículo que segue à sua frente mesmo quando o espaçamento entre eles é grande, reagindo mesmo nestas condições a pequenas alterações da velocidade relativa entre os dois. Por outro lado, consideram que os condutores conseguem sempre perceber e reagir a pequenas alterações no estímulo, no entanto esta resposta tende para ser nula quando as diferenças de velocidade desaparecem, mesmo que a distância entre os veículos seja muito pequena ou muito grande. Segundo Hoogendoorn e Bovy (2001) a solução para estas limitações foi encontrada a partir da utilização dos conhecimentos da área da psicologia perceptual que foram usados para demonstrarem que os condutores estão sujeitos a certas limitações na sua percepção do estímulo a que respondem (cf. Todosiev e Barbosa, 1964).

Assim sendo surgem os chamados modelos de psicoespaçamento que introduzem limites ou limiares perceptuais, que definem um valor mínimo do estímulo para o qual o condutor irá reagir (Toledo, 2007). As regras básicas de comportamento deste tipo de modelo são (Hoogendoorn & Bovy, 2001):

- Para grandes espaçamentos entre veículos, o comportamento do veículo seguidor não é influenciado pela diferença de velocidades entre os veículos;
- Para pequenos espaçamentos entre veículos, algumas combinações de velocidades relativas e distâncias ao veículo da frente não produzem uma resposta do condutor do veículo seguidor, pois o movimento relativo é muito pequeno.

Nestes modelos os valores dos limites perceptuais aumentam com a distância ao veículo

da frente, explicando-se desta forma quer os limites baixos devidos ao aumento de atenção dos condutores para espaçamentos pequenos, quer os limites elevados provenientes da não existência de um comportamento de seguimento para espaçamentos grandes. Com base nestes pressupostos, pode-se considerar que um veículo que circule com uma velocidade mais elevada do que o veículo que segue à sua frente se irá aproximar deste, até que o limite percetual para a desaceleração seja atingido. O condutor do veículo seguidor irá então desacelerar na tentativa de igual a velocidade do veículo líder. Porém, o condutor não consegue realizar esta ação de uma forma precisa, pelo que o espaçamento irá novamente aumentar até se atingir o limite para a aceleração, momento em que ele irá novamente acelerar. Este processo é repetido sucessivamente durante a viagem. Este modelo explica o fenómeno oscilatório observado em várias experiências sobre o comportamento de seguimento de veículo (Toledo, 2007).

O primeiro modelo de psicoespaçamento foi desenvolvido por Wiedemann em 1974. Nesse modelo, Wiedemann distinguia dois comportamentos: constrangido e não constrangido, através da consideração de limites de perceção. Para além disto incorporava também nesta sua abordagem os conceitos de mudança de via e de ultrapassagem. Também Leutzbach (1988) propôs um modelo deste tipo, no qual introduziu o termo nível de perceção para definir o limite de velocidade relativa para o qual o condutor reage. Assim, o condutor do veículo seguidor reage ao estímulo (velocidade relativa entre os veículos) apenas quando este ultrapassa o definido para o nível de perceção. O limite de velocidade relativa é função do espaçamento entre veículos, aumentando à medida que o espaçamento aumenta. Este modelo não é representado por nenhuma formulação matemática. A Figura 2.6 ilustra a lógica de comportamento do condutor proposta por Wiedemann (1974).

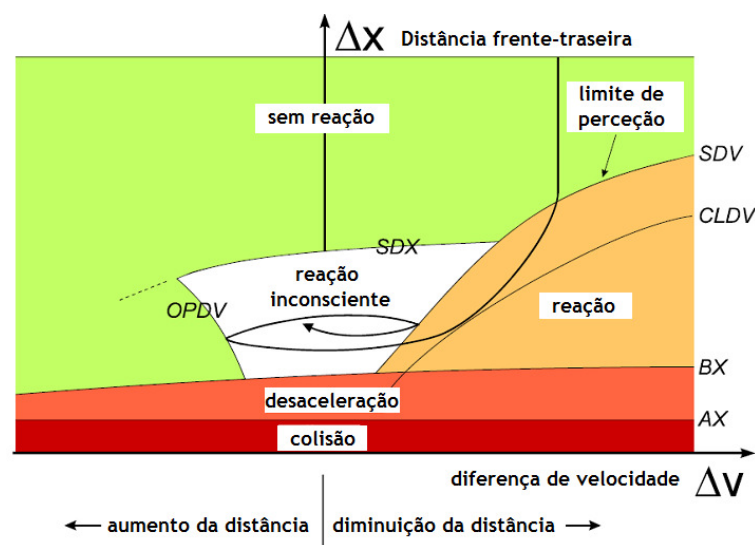


Figura 2.6 - Modelo de seguimento proposto por Wiedemann (Manual Vissim, PTV, 2009)

Da observação da Figura 2.6 acima apresentada é possível identificar as seguintes cinco regiões distintas, delimitadas por várias fronteiras correspondentes aos limites perceptuais e a distâncias mínimas entre veículos:

- Região 1 (sem reação) - O veículo líder não influencia o comportamento do veículo seguidor, ou seja, corresponde ao comportamento de regime livre. Nesta região o condutor do veículo seguidor procura atingir e manter a velocidade por si desejada;
- Região 2 (reação) - O veículo líder influencia o comportamento do veículo seguidor. O condutor deste veículo procura adaptar a sua velocidade à do veículo líder. As variações de aceleração são função das variações de velocidade do veículo líder. Corresponde à região em que ocorre o regime de seguimento (car-following);
- Região 3 (reação inconsciente)- O veículo seguidor aproxima-se do veículo líder. O condutor do veículo seguidor aproxima-se do veículo líder tendo por isso de adaptar a sua velocidade à da do veículo que segue à sua frente. O condutor tem de desacelerar de modo a anular a diferença de velocidade para o seu líder, no momento em que atinge a distância de segurança;
- Região 4 - Região de emergência. O condutor do veículo seguidor tem de aplicar taxas de desaceleração médias a elevadas de modo a evitar a colisão com o veículo da frente;
- Região 5 - Colisão. Ocorre a colisão entre os dois veículos.

Estas regiões são delimitadas pelos seguintes limites e/ou distâncias:

- SDV - limite perceptual de diferença de velocidade entre os dois veículos. Acima deste limite não há percepção por parte do veículo seguidor da velocidade a que circula o veículo líder. Este limite aumenta com o aumento da diferença de velocidades entre os veículos;
- CLDV - limite perceptual que corresponde à necessidade do condutor do veículo seguidor de aumentar o valor da desaceleração, travando, de modo a diminuir a sua velocidade, aproximando-a da do veículo líder;
- SDX - limite perceptual correspondente à distância máxima durante o regime de seguimento;
- OPDV - limite perceptual onde o condutor do veículo seguidor se apercebe que está a circular mais lentamente do que o veículo líder e começa a acelerar novamente;
- AX - distância entre veículos quando estes se encontram parados;

- ABX - distância confortável entre os veículos quando estes estão parados ou distância de seguimento mínima.

Outros autores têm vindo a utilizar os conceitos propostos por Wiedemann, procurando parametrizar os limites propostos (Hoyer & Fellendorf, 1997) e sugerindo inclusivamente outros estados de comportamento dos condutores (Schulze & Fliess, 1997).

Estes conceitos psicofísicos estiveram também presentes no modelo proposto por Zhang, Owen e Clark (1998), e que será apresentado mais detalhadamente no ponto seguinte deste texto. Foram assim definidas fronteiras que delimitam os vários regimes de circulação considerados, com base, quer numa distância máxima predefinida para reação (ΔX_{max}), quer num valor limite definido em termos de velocidade relativa. Esse valor limite para a velocidade relativa, que determina se o comportamento do veículo seguidor é ou não influenciado pelo do seu líder, depende da distância relativa entre os dois veículos, da distância desejada para o seguimento e de uma constante que varia entre 40 e 50, de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta \bar{V} = \frac{(\Delta X - ABX)^2}{K^2} \quad (2.25)$$

onde:

- $\Delta \bar{V}$ - limite da velocidade relativa;
- ΔX - distância relativa;
- ABX - distância desejada para o seguimento;
- K - constante (tipicamente da ordem de 40 a 50);

Deste modo, se a velocidade relativa entre os veículos é superior a $\Delta \bar{V}$ ou inferior a $-\Delta \bar{V}$ com $\Delta X < \Delta X_{max}$, o veículo seguidor irá reagir em função do comportamento do seu líder. Porém, se a velocidade relativa entre os veículos se situar num intervalo entre $-\Delta \bar{V}$ e $\Delta \bar{V}$, ou se $\Delta X > \Delta X_{max}$, os veículos encontrar-se-ão num regime de não-interação e por conseguinte o comportamento do veículo seguidor não é influenciado pelo veículo que segue à sua frente.

2.7.1.2. Modelos de aceleração em regime livre (free-flow) e modelos gerais de aceleração

A maioria dos modelos até aqui apresentados partia do princípio que o veículo em análise seguia sempre o veículo que circulava à sua frente. Porém, na realidade nem sempre isto acontece, visto os espaçamentos entre veículos poderem ser de tal forma elevados, que o veículo da frente não tem qualquer influência no comportamento do condutor do veículo que o segue, conceito aliás incorporado no último tipo de modelos apresentados. Nestes casos os condutores

tentam circular a uma velocidade que por eles é escolhida ao contrário de tentarem adaptar a sua velocidade à da do veículo que segue na sua frente. A este regime de circulação dá-se o nome de regime livre (*free-flow*).

A maioria dos modelos de simulação que representam estas condições de circulação são também capazes de representar as condições de seguimento (*car-following*), pelo que alguns autores os designam de modelos gerais de aceleração (*general acceleration models*) (Ahmed, 1999; Toledo, 2007).

O primeiro modelo deste tipo foi desenvolvido por Gipps em 1981 (Gipps, 1981). Ele baseia-se nas equações das leis de movimento, admitindo que a aceleração máxima que o condutor pode aplicar ao veículo é obtida considerando duas restrições (Figueiredo, 2005; Toledo, 2007):

- a velocidade atingida não excede a velocidade desejada;
- a distância entre veículos nunca excede uma distância considerada segura.

A distância de segurança ao veículo da frente corresponde ao valor mínimo que esta pode assumir, admitindo que o condutor do veículo seguidor consegue evitar a colisão com o veículo líder, quando este efetua uma travagem de emergência. As características do veículo são obtidas através da utilização de valores máximos para a aceleração e desaceleração (Toledo, 2007). Os parâmetros do modelo não foram estimados com rigor e o tempo de reação foi definido como sendo uma variável aleatória (Figueiredo, 2005). A formulação matemática por detrás do modelo encontra-se já apresentada neste texto.

Benekohal e Treiterer (1988), desenvolveram um modelo semelhante a que chamaram de CARSIM (*CAR-following SIMulation*), capaz de simular as condições normais de circulação, mas também condições próximas do congestionamento do tipo “para-arranca”. O modelo é constituído por duas rotinas que incorporam, respetivamente, um algoritmo de seguimento (*car-following*) e um algoritmo de aceleração.

O algoritmo de seguimento consiste basicamente na representação do mecanismo de movimento dos veículos ao longo de uma estrada. Funciona em conjunto com a rotina de aceleração, que determina qual a taxa de aceleração ou desaceleração adequada que um veículo deve manter durante um dado intervalo de tempo. Após essa determinação, esses valores são utilizados para calcular a velocidade e a posição do veículo no final desse intervalo de tempo. No modelo CARSIM, o veículo seguidor avança para uma posição que lhe permita ter uma distância

ao veículo da frente suficiente para desacelerar para uma velocidade segura ou para realizar uma paragem, quando o veículo líder diminui a sua velocidade. É também responsável por verificar se o veículo é ou não a primeira unidade do sistema (veículo líder). Caso seja o veículo líder e circule à velocidade desejada ou à velocidade limite, a taxa de aceleração utilizada para atualizar a velocidade e posição do veículo é considerada igual a zero. Porém, se o veículo circula a uma velocidade inferior a esses limites, a taxa de aceleração é calculada a partir da rotina aceleração. No caso contrário, pode então ser utilizada uma taxa de aceleração igual a zero ou uma desaceleração que se considera confortável ao condutor. Para os veículos seguidores a taxa de aceleração ou desaceleração é determinada a partir da rotina aceleração (Benekohal e Treiterer, 1988).

A rotina aceleração é responsável pela determinação das taxas de aceleração ou desaceleração que o veículo seguidor deve adotar de modo a satisfazer todas as restrições operacionais e de segurança. São calculados vários valores para diferentes situações, e é escolhida a mais adequada a cada veículo em cada intervalo de tempo para realizar a atualização da sua velocidade e posição na rotina de seguimento. As situações consideradas são as seguintes (Benekohal e Treiterer, 1988):

- O veículo está em movimento mas ainda não atingiu a sua velocidade desejada;
- O veículo já atingiu a sua velocidade desejada ou a velocidade limite;
- O veículo parou e tem de reiniciar o movimento a partir dessa posição;
- O movimento dos veículos é controlado pelo algoritmo de seguimento enquanto a restrição relativa ao espaçamento entre veículos se encontra satisfeita;
- O veículo avança de acordo com o algoritmo de seguimento quando a restrição de não-colisão é satisfeita.

Neste modelo os tempos de reação são variáveis em função das condições de circulação e do tipo de condutor, sendo atribuídos aleatoriamente a cada condutor seguindo uma lei de distribuição de probabilidades (Benekohal e Treiterer, 1988). Uma descrição mais pormenorizada deste modelo pode ser encontrada no trabalho de Benekohal e Treiterer (1988).

Yang e Koutsopoulos (1996), desenvolveram um outro modelo geral de aceleração, que é utilizado pelo simulador microscópico de tráfego MITSIM. Nesse modelo é atribuído ao condutor um dos seguintes regimes, com base no tempo que o separa do veículo que circula à sua frente:

- Regime de emergência, quando o tempo ao veículo da frente é inferior a um limite

mínimo;

- Regime de seguimento (*car-following*), se o tempo ao veículo da frente se situa entre o limite mínimo e máximo;
- Regime livre (*free-flow*), se o tempo que o separa do veículo da frente é superior ao limite máximo.

No regime de emergência o condutor do veículo tem de desacelerar de forma apropriada, de modo a aumentar o tempo ao veículo que segue à sua frente, evitando assim uma colisão. No regime de seguimento (*car-following*) o modelo utilizado por (Yang e Koutsopoulos, 1996) para determinar qual a aceleração/desaceleração que o veículo seguidor deve assumir é baseado no proposto por Herman, Montroll, Potts e Rothery (1959). Finalmente no regime livre, como o tempo que separa o veículo em análise do veículo que segue à sua frente é suficientemente grande para que não exista qualquer interação entre eles, o seu comportamento vai depender da velocidade máxima de circulação na via (valor mínimo entre a velocidade desejada pelo condutor e a velocidade limite a que pode circular na via de acordo com o proposto pelos autores). Assim: se a sua velocidade é inferior à velocidade máxima, o condutor irá procurar aumentar de velocidade adotando a aceleração máxima; se a velocidade for superior à velocidade máxima, o condutor diminuirá a velocidade com uma desaceleração normal.

Também Subramanian (1996) apresentou, usando como base o trabalho de Yang e Koutsopoulos (1996), um modelo geral de aceleração que representa o comportamento do condutor nos regimes de seguimento e livre. No regime de seguimento, a aceleração é obtida através do modelo não-linear da GM, com a especificação para cada veículo do tempo de reação. Quanto ao regime livre, a aceleração necessária para se atingir a velocidade desejada é calculada com base na velocidade a que circula o veículo e na velocidade desejada pelo condutor. O conhecimento, em cada instante, do regime em que um veículo se encontra, depende de um valor limite para o tempo ao veículo da frente, específico para cada condutor, função, designadamente, da agressividade do condutor (Subramanian, 1996). O tempo de reação, a velocidade desejada e o limite de tempo para o veículo da frente, são consideradas variáveis aleatórias, com distribuições normais, de modo a incorporarem a variabilidade existente na população de condutores. A estimação dos valores dos parâmetros do modelo foi realizada com base em dados recolhidos nos anos 80 pela *Federal Highway Administration* (FHWA) através de gravações vídeo de um troço de autoestrada em Los Angeles (EUA) (Smith, 1985).

O modelo original foi entretanto melhorado por Ahmed (1999), tendo este autor proposto alterações ao nível dos regimes livre e de seguimento. Relativamente ao regime de

seguimento, Ahmed (1999) efetuou uma generalização do modelo GM que permitiu incorporar a não linearidade do termo do estímulo e a utilização de diferentes tempos de reação quer para a sensibilidade, quer para o estímulo, tal como se pode verificar na respetiva formulação matemática a seguir apresentada.

$$a_n(t) = c \frac{v_n(t - \xi T_n)^m}{\Delta x(t - T_n)^l} k_n(t)^\delta \cdot \Delta V(t - T_n)^\rho + \varepsilon_n(t) \quad (2.26)$$

em que:

- $k_n(t)$ - densidade do tráfego que segue à frente do veículo em análise;
- ξ - parâmetro de retardamento da sensibilidade, $\xi \in [0,1]$;
- $\varepsilon_n(t)$ - termo representativo do erro devido ao efeito das variáveis omissas no modelo e que segue uma distribuição normal;
- δ, ρ - parâmetros de calibração.

No regime livre o condutor tenta atingir a velocidade por si desejada, o que foi formulado por Ahmed (1999) da seguinte forma:

$$a_n(t) = \lambda [v_n^d(t) - v_n(t - T_n)] + \varepsilon_n(t) \quad (2.27)$$

onde:

- λ - sensibilidade, valor constante;
- $v_n^d(t)$ - velocidade desejada;
- $\varepsilon_n(t)$ - erro associado à aceleração em regime livre do condutor n no instante t, segue uma distribuição normal.

A velocidade desejada pelo condutor é definida como sendo a velocidade que o condutor pretende manter após considerar o limite de velocidade da secção de estrada em que circula, as características mecânicas do veículo que conduz, o efeito do tráfego circundante, o estado do pavimento da estrada, as condições meteorológicas e, finalmente, a geometria da secção de estrada. Estas condições podem ser consideradas no modelo através da consideração de variáveis explícitas que as caracterizem.

Segundo os resultados obtidos por Ahmed (1999), a velocidade desejada é afetada pelo tipo de veículo, pelas características macroscópicas do tráfego (mais concretamente pela densidade) e pela velocidade do veículo líder.

Neste modelo, quer o limite de tempo ao veículo da frente, que distingue o regime de seguimento do regime livre, quer o tempo de reação, foram modeladas como sendo variáveis aleatórias.

Também Zhang et al. (1998) propõem um modelo capaz de representar vários regimes de circulação (modelo multiregime):

- Regime normal de seguimento (*normal car-following*);
- Regime de incomodidade (*uncomfortable*);
- Regime livre (*free-flow*);
- Regime de emergência;
- Regime de chegada a interseções;
- Regime de partidas a partir de filas de espera.

Para o regime normal de seguimento, definido da forma que foi apresentada no ponto anterior, foi utilizado o modelo não linear GM. Porém, uma das suas limitações prende-se com o facto de permitir que a distância entre veículos sucessivos possa assumir valores aleatórios, que podem ser bastante baixos, quando a velocidade desses veículos é idêntica. Ora, é mais realista admitir que os condutores tentam atingir um determinado espaçamento entre veículos, que desejam e que consideram confortável. Esse espaçamento está relacionado com a velocidade do veículo e é determinado com base numa regra semelhante à usada por Pipes (1953). Assim, quando o valor da aceleração que é obtido a partir do modelo GM é maior ou igual a zero, mas o espaçamento necessário de conforto não está garantido, assume-se que o veículo se encontra no regime de incomodidade e portanto tem de diminuir de velocidade, usando uma desaceleração normal, de modo a atingir novamente uma distância para o veículo da frente que seja confortável e segura.

Relativamente ao regime livre, Zhang et al. (1998) consideraram que o veículo seguidor deixa de ser influenciado pelo veículo que segue à sua frente, e portanto se encontra neste regime, sempre que a distância/tempo que os separa é superior a um determinado limite pré-definido. Assim, se a velocidade do veículo for menor do que a velocidade de livre circulação desejada, o veículo terá de acelerar até atingir essa velocidade, desacelerando no caso contrário. Neste regime o veículo mantém a velocidade até que haja alteração das condições de circulação e a consequente mudança de regime.

No regime de emergência o condutor aplica uma travagem de emergência, quando o veículo que conduz está a uma distância ao veículo da frente inferior a um valor mínimo pré-determinado, tentando desta forma evitar a colisão. O valor da desaceleração associada à travagem de emergência é limitada pelas capacidades do veículo (Toledo, 2007).

Finalmente, os dois regimes relacionados com as interseções, procuram por um lado representar o mecanismo de travagem de um veículo quando este tem de parar junto à linha de paragem de uma interseção ou de uma fila de espera, sempre que a distância a elas é menor ou igual à distância de paragem (regime de chegada a interseções), e por outro lado, a partida dos veículos quando, por exemplo, um sinal luminoso de uma interseção muda de vermelho para verde (regime de partidas a partir de uma fila de espera). Nestes casos, o veículo que lidera o pelotão de veículos que se encontra parado irá iniciar novamente o seu movimento com uma aceleração predefinida, enquanto os veículos que o sucedem, irão seguir cada um deles o respetivo veículo da frente através do modelo GM (Zhang et al., 1998).

No Quadro 2.5 apresentam-se as formulações matemáticas correspondentes a cada um dos regimes propostos.

Quadro 2.5 - Formulações matemáticas para os regimes propostos por Zhang et al.(1998)

REGIME	FORMULAÇÃO MATEMÁTICA
Normal de seguimento	$a_n(t + \Delta t) = \frac{\alpha_{l,m} [v_n(t + \Delta t)]^m}{[x_{n-1}(t) - x_n(t)]} [v_{n-1}(t) - v_n(t)] \quad (2.28)$
Incomodidade	$d_{\min} = [x_{n-1}(t) - x_n(t)]_{\min} = L_{n-1} \left[\frac{v_n(t)}{(1,47)(10)} \right] + L_{n-1}$ $a_n = \min\{a_n^{GM}, a_n^-\}$ (2.29)
Livre	$a_n = \begin{cases} a_n^+ & \text{se } v_n < v_n^{desejada} \\ 0 & \text{se } v_n = v_n^{desejada} \\ a_n^- & \text{se } v_n > v_n^{desejada} \end{cases} \quad (2.30)$
Emergência	$a_n = \begin{cases} \min\left\{a_{n-1} - \frac{(v_n - v_{n-1})^2}{2(x_n - x_{n-1} - L_{n-1})}, a_n^-\right\} & \text{se } v_n > v_{n-1} \\ \min\{a_{n-1}, a_n^-\} & \text{se } v_n \leq v_{n-1} \end{cases} \quad (2.31)$
Chegada a interseções	$a_{n-1} = -\frac{v_{n-1}^2}{2x_{n-1}} \quad (2.32)$
Partidas a partir de filas de espera	$a_n(t + \Delta t) = \alpha[v_{n-1}(t) - v_n(t)] \quad (2.33)$
<p>Significado das variáveis:</p> <p>t – instante de tempo atual;</p> <p>Δt – tempo de reação;</p> <p>l, m – parâmetros de calibração;</p> <p>$\alpha_{l,m}$ – fator de sensibilidade;</p> <p>$a_n(t + \Delta t)$ – aceleração do veículo n (seguidor) no instante t+ Δt;</p> <p>$v_n(t + \Delta t)$ – velocidade do veículo n (seguidor) no instante t+ Δt;</p>	

Significado das variáveis:

$v_n(t)$ – velocidade do veículo n (seguidor) no instante t ;
 $x_n(t)$ – posição do veículo n (seguidor) no instante t ;
 $x_{n-1}(t)$ – posição do veículo $n-1$ (líder) no instante t ;
 $v_{n-1}(t)$ – velocidade do veículo $n-1$ (líder) no instante t ;
 d_{\min} – distância confortável de separação entre veículos;
 L_{n-1} – comprimento do veículo $n-1$ (líder);
 a_n^{GM} – aceleração do veículo seguidor obtida a partir do modelo GM (regime normal de seguimento);
 a_n^- – desaceleração normal do veículo seguidor;
 a_n^+ – aceleração normal do veículo seguidor;
 x_{n-1} – distância à linha de paragem ou ao último veículo em fila de espera;
 α – fator de sensibilidade do primeiro modelo GM.

O modelo proposto por Hidas (1998) foi desenvolvido especificamente para a simulação microscópica de condições de circulação de tráfego interrompido em ambiente urbano. Este modelo foi posteriormente implementado no simulador SITRAS (Hidas, 1998; Hidas, 2002) que mais tarde deu origem ao simulador de tráfego ARTEMiS (Hidas, 2005). O modelo baseou-se no pressuposto de que, quando um veículo n se aproxima e segue o veículo $n-1$ que se encontra à sua frente, em qualquer instante t o condutor do veículo seguidor tenta ajustar a sua velocidade, variando a aceleração, de forma a atingir um espaçamento desejado após um intervalo de tempo que tem a duração de T segundos. De notar que este intervalo de tempo T não corresponde ao tempo de reação, mas sim ao intervalo de tempo em que ocorre o processo de desaceleração do veículo (Hidas, 2002). A formulação matemática que expressa a condição proposta é a seguinte:

$$x_{n-1}(t+T) - x_n(t+T) = \varepsilon \cdot D_n(t+T) \quad (2.34)$$

em que:

$x_i(t)$ - posição do veículo i no instante t ;
 $D_i(t)$ - espaçamento desejado pelo veículo i no instante t ;
 ε - parâmetro que representa o erro de julgamento do condutor relativamente ao veículo da frente.

O parâmetro ε assume um valor aleatório de média igual a 1,0 e desvio padrão igual a 0,11, calibrado para condições típicas de circulação urbana e variável em cada intervalo de tempo. Este parâmetro procura representar a dificuldade que os condutores apresentam em estimar as características de movimento do veículo que segue à sua frente, e que se repercute em espaçamentos aproximados aos valores efetivamente desejados. Assim, o espaçamento efetivo entre dois veículos consecutivos será maior ou mais pequeno do que o desejado, aumentando o erro, em termos absolutos, à medida que o espaçamento também aumenta. Aliás,

esta suposição é comprovada por observações de campo que mostram que estes erros de julgamento aumentam com a distância ao veículo líder (Hidas, 1998).

Quanto ao espaçamento desejado, este foi assumido como sendo uma função linear da velocidade do veículo, para os intervalos de velocidade típicos do tráfego urbano (0 a 60 km/h).

$$D_n(t+T) = \alpha \cdot v_n(t+T) + \beta \quad (2.35)$$

onde:

$v_i(t)$ - velocidade do veículo i no instante t ;

α e β - parâmetros de espaçamento desejado, característicos de cada veículo.

Isto significa que, de acordo com a condição estabelecida, a aceleração do veículo seguidor (a_n) pode ser calculada da seguinte forma:

$$a_n = \frac{T}{\varepsilon \cdot \alpha_n \cdot T + 1/2T^2} (v_{n-1} - v_n) + \frac{1}{\varepsilon \cdot \alpha_n \cdot T + 1/2T^2} (x_{n-1} - x_n - \varepsilon \cdot \alpha_n \cdot v_n - \varepsilon \cdot \beta_n) + \frac{1/2T^2}{\varepsilon \cdot \alpha_n \cdot T + 1/2T^2} a_{n-1} \quad (2.36)$$

A utilização do índice n nos parâmetros de espaçamento desejável (α e β) serve para mostrar que estes parâmetros são característicos do veículo seguidor (Hidas, 1998).

No entanto, a aceleração (ou desaceleração) que na prática o veículo seguidor assume depende de outras condições, designadamente as relacionadas com a distância ao veículo líder e com as características do próprio veículo que influenciam os valores da aceleração e desaceleração máximas que este pode assumir. Assim sendo, a aceleração que na prática esse veículo adota no modelo proposto é obtida por:

$$a_n^1 = \max(\min(a_n, A_{\max}, V_{\max} - v_n), B_{\max}) \quad (2.37)$$

em que:

a_n^1 - aceleração que na prática o veículo n assume no modelo de simulação;

a_n - aceleração calculada a partir da expressão (2.44);

A_{\max} - aceleração máxima do veículo n ;

V_{\max} - velocidade máxima desejada pelo veículo n ;

B_{\max} - desaceleração máxima do veículo n .

Deste modo, o modelo é capaz de representar as condições de circulação quer no regime de seguimento (*car-following*), como também no regime livre (*free-flow*). Assim, nas

situações em que a distância ao veículo da frente é tal, que a influência do veículo líder sobre o veículo seguidor não se verifica, a aceleração do veículo seguidor é condicionada pela velocidade a que o seu condutor deseja circular e pela aceleração máxima que o veículo pode assumir.

Toledo (2002) desenvolveu um modelo geral de aceleração que integra, para além dos regimes de seguimento (*car-following*) e livre (*free-flow*), um regime de aceleração que permite a representação da aceleração que os condutores efetuam para facilitar a manobra de mudança de via (no ponto seguinte serão apresentados diversos modelos presentes na literatura, que representam o comportamento do condutor durante a execução deste tipo de manobra). Este modelo assume que os condutores que desejam realizar uma mudança de via, mas rejeitam o intervalo entre veículos disponível na via de destino, escolhem nessa corrente de tráfego e num curto espaço de tempo (poucos segundos), um intervalo entre veículos que desejam utilizar para a realização dessa inserção, designado de intervalo desejado (*target gap*). Desta forma, Toledo (2002) definiu um conjunto de diferentes modelos de aceleração que são aplicados de acordo com a escolha do intervalo entre veículos de destino que é realizada. Na Figura 2.7 apresenta-se a estrutura do modelo integrado de comportamento de condução proposto (Toledo, Koutsopoulos, & Ben-Akiva, 2007).

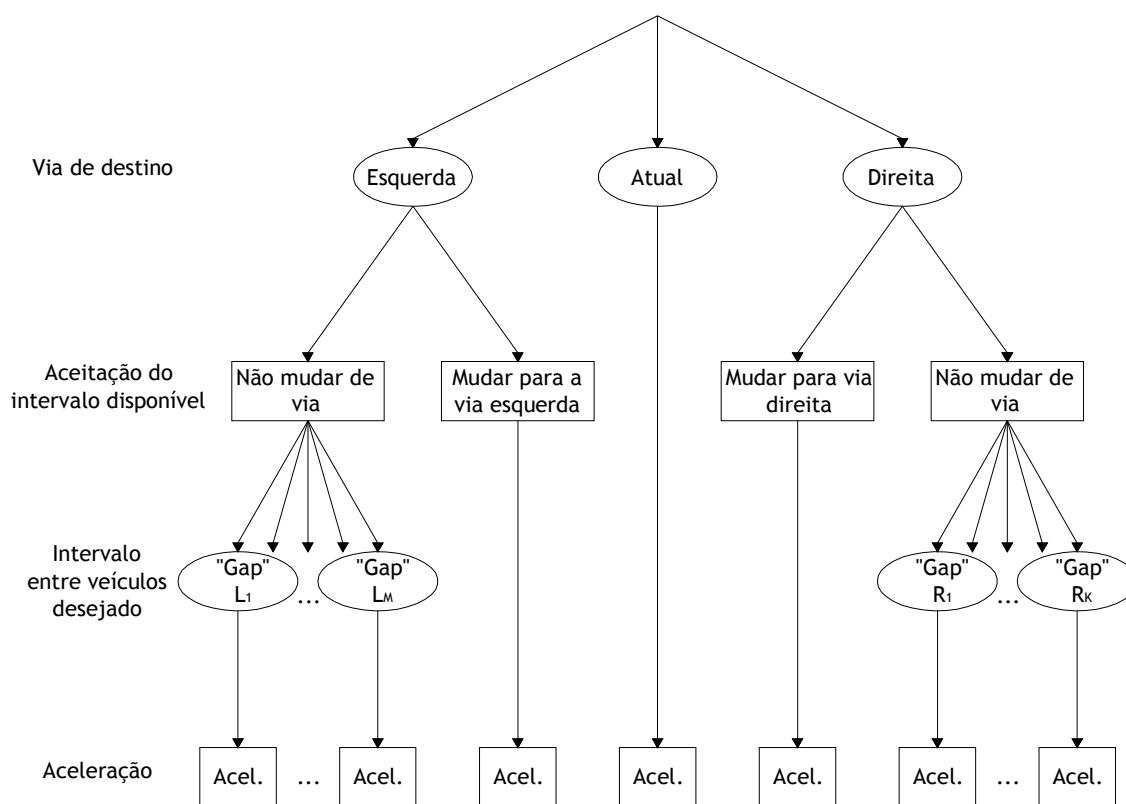


Figura 2.7 - Estrutura do modelo integrado de comportamento de condução
(adaptado de Toledo et al., 2007)

Como se pode constatar da análise da Figura 2.7 é utilizado um regime de aceleração em função do objetivo que o condutor pretende atingir. Segundo Toledo (2002), é previsível que o comportamento do condutor no que respeita à aceleração seja diferente dependendo dos seus objetivos de curto prazo que originam planos de curto prazo. Segundo Sukthankar (1997) um plano de curto prazo é a sequência de ações que o condutor desenvolve com o intuito de completar uma manobra táctica desejada. Esta manobra desejada corresponde ao objetivo de curto prazo. Por esta razão, foram usados diversos modelos de aceleração para as várias combinações de via de destino, decisão de aceitação do intervalo disponível e de intervalo desejado, e que estão patentes na Figura 2.7. Mais especificamente foram considerados os seguintes tipos (Toledo, 2002):

- Aceleração mantendo-se o veículo na via atual (a via atual é a desejada pelo condutor, pelo que não há mudança de via) - É a aceleração aplicada pelo condutor quando este deseja manter-se na via atual. Inclui os modelos de seguimento e livre;
- Aceleração durante uma mudança de via - Esta aceleração é aplicada quando o condutor pretende realizar uma mudança de via e o intervalo disponível entre veículos imediatamente adjacente é aceitável. O condutor aceita esse intervalo disponível e consequentemente executa a mudança de via;
- Aceleração para o intervalo desejado (dependente da rejeição do intervalo disponível adjacente e da escolha de um intervalo desejado). É aplicada nas situações em que o condutor deseja efetuar uma mudança de via, mas rejeita o intervalo entre veículos adjacente, ou seja não efetua a manobra imediatamente. Para estes casos são utilizados diferentes modelos dependendo da escolha do intervalo desejado.

A fim de apreender o efeito causado no comportamento da aceleração de um veículo pelo veículo que segue à sua frente (veículo líder) foram definidos dois regimes de condução, o de seguimento (*car-following*) e o não constrangido (ou não condicionado pelo veículo líder). No regime de seguimento o comportamento do veículo, designadamente no que concerne à aceleração, é condicionado pelo comportamento do veículo líder, visto circularem próximos um do outro. No regime não constrangido, os veículos circulam separados um do outro, podendo o condutor do veículo tomar decisões sem que tenha de estar condicionado pelo comportamento do veículo que segue à sua frente. O regime de condução é definido em função do tempo para o veículo da frente, estando o veículo em regime de seguimento se esse tempo for inferior a um determinado limite, e em regime não constrangido no caso contrário (Toledo, 2002).

Com o intuito de criar um conjunto consistente de comportamentos de aceleração, a especificação de todos os modelos de aceleração o conceito de estímulo-resposta no qual se baseia o modelo GM (Gazis et al., 1961).

Assim, caso o condutor irá reagir a diferentes estímulos nas várias situações com que se depara, dependendo das restrições que lhe são impostas pelos veículos que circulam na sua vizinhança e pelos seus objetivo e plano de curto prazo.

No caso do condutor do veículo pretender manter-se na via atual, o estímulo irá depender do regime de condução em que se encontre. Caso esteja num regime de seguimento o estímulo corresponderá à velocidade relativa entre si e o veículo líder, enquanto no regime não constrangido, onde o condutor tenta atingir uma velocidade desejada, o estímulo corresponde à diferença entre essa velocidade desejada e a velocidade a que atualmente circula.

O mesmo sucede nos modelos de aceleração de um veículo durante a manobra de mudança de via, em que a posição do veículo que irá circular à sua frente após a conclusão da manobra, dita qual o regime de condução em que se encontra e consequentemente os estímulos aos quais o condutor reage.

No que concerne aos modelos de aceleração para o intervalo desejado, o estímulo a que o condutor responde, no caso do seu comportamento não estar a ser condicionado pelo veículo que segue à sua frente, corresponde à distância entre a sua localização atual e a posição pretendida relativa ao intervalo desejado. Por sua vez, a sensibilidade depende das velocidades relativas entre o veículo que pretende realizar a manobra e os veículos que definem o intervalo desejado.

A estimação destes modelos de aceleração, juntamente com as restantes componentes do modelo, foi realizada utilizando dados de trajetórias de veículos. Os resultados deste processo indicaram que as acelerações para o intervalo desejado diferem significativamente das aplicadas nas outras situações (Toledo, 2007).

A descrição detalhada destes modelos pode ser encontrada em Toledo (2002).

2.7.1.3. Modelos de mudança de via (lane changing)

Os modelos de mudança de via têm como principal finalidade a modelação do comportamento do condutor quando este decide efetuar uma mudança de via de circulação. Um

condutor efetua mudanças de via fundamentalmente por duas razões: ultrapassagem, e mudança de direção. Estas manobras podem ser originadas por diversos motivos, nomeadamente, pelas condições de tráfego ou pela necessidade do condutor de seguir um determinado trajeto que lhe permita viajar para o seu destino (Figueiredo, 2005; Ben-Akiva, Choudhury, & Toledo, 2006). Por exemplo, quando um condutor viaja numa autoestrada, as mudanças de via são muitas vezes originadas pela busca da via que lhe possibilite a circulação à velocidade desejada, no entanto algumas das mudanças de via são fundamentais para que possa efetuar o percurso que o leve ao seu destino. Porém, qualquer que seja o motivo para que seja efetuada uma mudança de via, só são possíveis quando existe, na corrente de tráfego da via de destino, um intervalo de tempo entre veículos suficientemente grande que possibilite a inserção em segurança do veículo que a executa.

O processo de mudança de via pode ser visto como o conjunto das seguintes etapas (Ahmed, Ben-Akiva, Koutsopoulos, & Mishalani, 1996):

- Decisão de considerar a realização da manobra de mudança de via;
- Escolha da via à esquerda ou à direita;
- Procura de um intervalo entre os veículos que circulam na via de destino aceitável para executar a decisão.

Segundo Ahmed et al. (1996), a consequência desta estrutura, de um ponto de vista de modelação e estimação, é que, com exceção de algumas situações especiais, os dados que são possíveis obter apenas captam a ação de mudança de via. O instante exato em que tem lugar a decisão de considerar a mudança de via, ou a procura do intervalo de tempo que permita a inserção do veículo, não são diretamente observáveis, elas são latentes. Porém, existem exceções, como são exemplos, a manobra de mudança de via numa rampa de acesso de uma autoestrada, ou a inserção de um veículo a partir de uma estrada secundária numa interseção prioritária. Nestas situações, o condutor procura um intervalo de tempo que lhe permita a manobra num espaço relativamente reduzido o que torna possível a observação dos intervalos de tempo aceites ou rejeitados.

Para além disto, a manobra de mudança de via pode ter um carácter obrigatório ou arbitrário, aliás a maioria dos modelos deste tipo classifica as mudanças de via desta forma (Gipps, 1986a; Gipps 1986b; Yang & Koutsopolous, 1996; Ahmed et al., 1996; Halati, Lieu, & Walker, 1997; Zhang et al., 1998, Ahmed, 1999, Hidas & Behbahanizadeh, 1999; Hidas, 2002). Assim, uma mudança de via é obrigatória quando a via em que o veículo circula deixa de ser uma

opção (devido, por exemplo, às regras de trânsito, acidentes ou à necessidade de usar uma via de desaceleração para sair de uma autoestrada), e o condutor tem necessariamente de usar outra via, sobrepondo-se esta decisão a quaisquer outras considerações. Em contrapartida, uma mudança de via é arbitrária quando o condutor se apercebe que as condições de circulação são melhores noutra via e então procura efetuar essa mudança (por exemplo, quando a velocidade média na via em que circula é inferior à velocidade desejada ou quando à sua frente circula um veículo com uma velocidade muito inferior à sua, como é vulgarmente o caso dos veículos pesados) (Ahmed, 1996; Ben-Akiva et al., 2006). Como já foi referido acima, a execução destas manobras só é possível quando existem intervalos de tempo na corrente de tráfego de destino que o permitam, pelo que estes modelos só funcionam quando associados a modelos de aceitação de intervalo disponível (*gap acceptance*). Nestes modelos os intervalos de tempo disponíveis são comparados com o menor intervalo aceitável (intervalo crítico) e a mudança de via é executada se os intervalos disponíveis forem maiores a esse (Ben-Akiva et al., 2006). Estes intervalos podem ser definidos, quer em termos de intervalo de tempo, quer de espaço disponível (Ben-Akiva et al., 2006). Na Figura 2.8 apresenta-se um esquema genérico dos modelos de mudança de via.

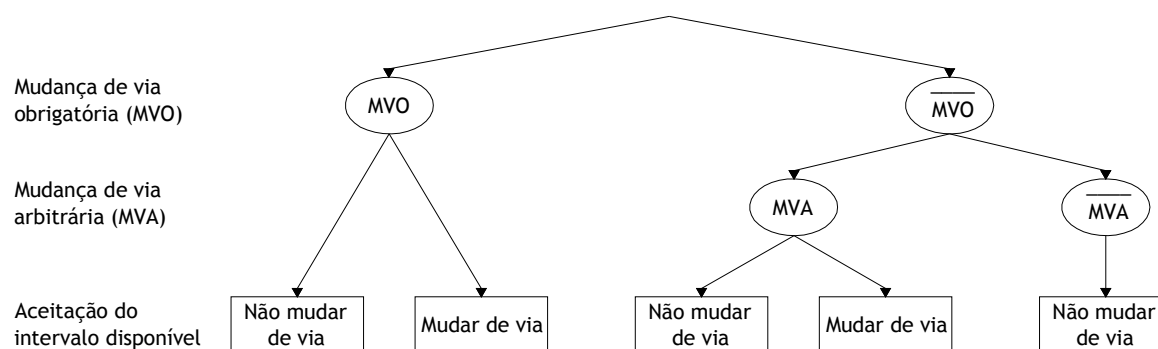


Figura 2.8 - Estrutura genérica dos modelos de mudança de via
(adaptado de Ben-Akiva et al., 2006)

Estes modelos apresentam alguns aspetos que importa ter em conta. Logo à partida, a dificuldade em modelar um processo que é intrinsecamente complexo. A variabilidade no comportamento dos condutores, a perigosidade da própria manobra, a possibilidade de ocorrerem incidentes uma vez que a manobra envolve outros veículos em circulação, ou o posicionamento dos veículos nas vias de origem e de destino, que obrigam a um conhecimento do comportamento das correntes de tráfego nessas vias, são fatores que tornam a modelação deste fenómeno complexa.

Um dos primeiros modelos apresentados sobre esta temática foi proposto por Gipps

(1986a; 1986b). Segundo Toledo, Koutsopoulos e Ben-Akiva (2003), consistia num modelo de decisão para a mudança de via destinado a ferramentas de simulação microscópica de tráfego, que se consideravam várias situações de condução urbana, nas quais a presença de sinais luminosos, vias BUS, obstruções e veículos pesados, afetam a seleção da via por parte dos condutores. O modelo considerava três fatores principais: necessidade, desejo e segurança nas mudanças de via. O comportamento do condutor é comandado por duas considerações básicas: atingir a velocidade desejada e estar na via correta de modo a realizar as manobras de mudança de direção (Toledo, 2002). A importância relativa destas considerações varia com a distância para a viragem pretendida. Assim, Gipps (1986a; 1986b), definiu três zonas distintas. A primeira em que a viragem ainda se situa a uma distância considerável, e portanto não tem efeito no comportamento do condutor, que apenas se concentra em atingir a velocidade desejável. A zona intermédia, onde as mudanças de via apenas são consideradas para as vias que possibilitam viragens ou para as vias contíguas a estas. E finalmente, uma última zona próxima da viragem, onde o condutor está focado em se manter na via correta e ignora as considerações relativas à velocidade. A definição destas zonas era realizada deterministicamente, ignorando a variabilidade entre condutores e a inconsistência de comportamento do condutor ao longo do tempo. Deste modo, quando mais de que uma via era aceitável, este conflito era resolvido de forma determinística através de um sistema de prioridades que considerava por ordem de importância os seguintes fatores: localização das obstruções, presença de veículos pesados e potencial ganho de velocidade. Este sistema de prioridades tem um carácter sequencial, pelo que os fatores menos importantes apenas eram avaliados se os mais importantes não provocassem a mudança de via. Ora, este sistema de prioridades ignora o compromisso na escolha entre os vários fatores (por exemplo, um condutor irá sempre evitar mudar para uma via em que circule um veículo pesado lento, mesmo que essa via lhe possibilite momentaneamente um ganho de velocidade). Porém, Gipps (1986a; 1986b) não apresentou qualquer estimativa para os parâmetros do modelo.

No simulador de tráfego CORSIM (Halati et al., 1997; FHWA, 2006), desenvolvido pela *Federal Highway Administration*, e que incorpora os simuladores FREESIM, para a simulação de autoestradas e NETSIM, para a simulação de vias urbanas, as mudanças de via são classificadas de obrigatórias ou arbitrárias. Neste simulador, as mudanças de via obrigatórias são efetuadas pelos condutores que têm necessariamente de abandonar a via atual devido, por exemplo, ao facto de estarem a entrar numa autoestrada, de terem de mudar para a via que lhe permitirá realizar uma viragem ou para evitarem um bloqueio de via. As mudanças de via arbitrárias são aquelas que ocorrem quando o condutor se apercebe que as condições de circulação são melhores na via de

destino e efetua a mudança de via sem que tal seja fundamentalmente necessária. No modelo utilizado pelo CORSIM, são considerados três níveis de tomada de decisão: motivação, vantagem e emergência. Considera-se que os condutores estão motivados para a manobra quando as suas velocidades ou as distâncias para o veículo da frente caem abaixo de um determinado limite de tolerância. A vantagem da mudança de via está relacionada com o benefício alcançado com a mudança para outra via, e depende das velocidades de circulação e dos comprimentos das filas de espera nas duas vias. As mudanças de via urgentes dependem do número de mudanças de via necessárias e da distância ao ponto onde a mudança de via tem de estar completamente realizada. A urgência da manobra afeta logicamente as decisões de aceitação do intervalo disponível (Toledo, 2007). Assim sendo, a necessidade ou vontade de os condutores mudarem de via é determinada através do cálculo de um fator de risco para cada potencial mudança de via. Este fator é definido em termos da desaceleração que o condutor tem de aplicar ao seu veículo se o veículo que segue à sua frente travar até parar. O risco é calculado para o condutor que pretende a mudança de via relativamente ao veículo que seguirá à sua frente após essa manobra e para o condutor que o seguirá relativamente a ele. Este risco é comparado com o fator de risco aceitável, que depende do tipo de mudança de via e da sua urgência. A variabilidade no comportamento de aceitação do intervalo disponível é ignorada (Toledo, 2002). Este modelo inclui um conjunto de parâmetros já pré-definidos, mas possibilita ao utilizador do simulador a definição dos parâmetros que melhor se adequam às suas análises.

Em 1996, Yang e Koutsopoulos, com base no modelo proposto por Gipps (1986a; 1986b), desenvolveram um modelo de mudança de via para autoestradas, baseado em regras e que foi incorporado no simulador MITSIM. Esse modelo é implementado seguindo as seguintes etapas (Yang & Koutsopoulos, 1996):

- Verificação da necessidade da mudança de via e definição do seu tipo;
- Escolha da via desejada;
- Execução da mudança de via desejada se os intervalos nas distâncias entre os veículos são aceitáveis.

Tal como acontece com outros modelos, neste as mudanças de via também são classificadas em obrigatórias e arbitrárias. Segundo Yang e Koutsopoulos (1996), as mudanças de via são obrigatórias quando o condutor tem de realizar a manobra para:

- Estabelecer a ligação para a próxima conexão no seu percurso;
- Se desviar de um bloqueio de via que exista a jusante;

- Evitar a entrada numa via de uso restrito;
- Responder a sistemas de mensagens variáveis ou de sinalização de uso de via.

A ocorrência deste tipo de mudanças de via foi modelada, ao contrário do proposto por Gipps (1986a; 1986b), usando uma função probabilística, dependente da distância ao ponto onde a mudança de via tem de estar completa, do número de mudanças de via necessárias e da densidade de tráfego. O intuito desta função era permitir a modelação do processo mesmo nas situações em que os condutores se deparam com objetivos contraditórios entre si.

Por seu turno, as mudanças de via são classificadas de arbitrárias nas situações onde a velocidade do veículo que segue à sua frente é inferior à da velocidade desejada pelo condutor, procurando este nas vias vizinhas melhores condições de circulação.

Assim, os autores propuseram dois parâmetros, o fator de impaciência e o fator de indiferença da velocidade, que foram usados para determinar se a velocidade atual de um veículo é suficientemente baixa e as velocidades nas outras vias suficientemente elevadas, para que o condutor desse veículo considere a execução de uma manobra de mudança de via arbitrária.

Foi também desenvolvido um modelo de aceitação do intervalo disponível que capta o facto do comprimento do intervalo crítico (definido como o menor espaçamento disponível entre os veículos que seguem na via de destino, que o condutor aceita) ser menor nas situações onde as mudanças de via são obrigatórias do que quando são arbitrárias.

Também neste caso os autores não propuseram nenhum processo formal para estimar os parâmetros do modelo.

Nos trabalhos de Ahmed et al. (1996) e Ahmed (1999) foi desenvolvido um modelo que representa o comportamento do condutor no processo de mudança de via em autoestradas, quer para situações obrigatórias, quer arbitrárias. O processo foi modelado como uma sequência de quatro etapas (Ahmed et al., 1996):

- Decisão de considerar uma mudança de via;
- Escolha da via de destino;
- Aceitação dos intervalos disponíveis na via de destino;
- Realização da manobra.

A Figura 2.9 ilustra a estrutura do modelo proposto.

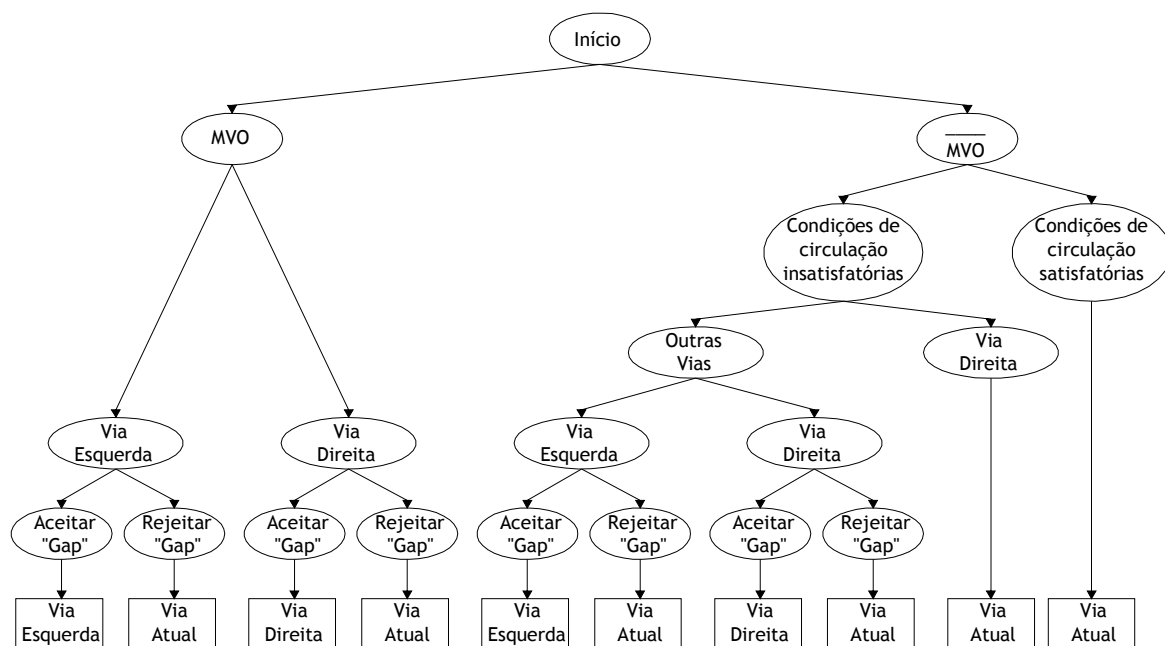


Figura 2.9 - Estrutura do modelo de mudança de via (adaptado de Ahmed, 1999)

A modelação dos elementos de decisão, que permitem modelar o impacto dos diversos ambientes de tráfego e de infraestrutura ou de comportamento dos condutores, foi realizada através de uma plataforma de seleção discreta.

Assim sendo, se um condutor não está perante uma situação de mudança de via obrigatória ou se escolhe não responder a ela, a decisão de considerar uma mudança de via arbitrária é tomada usando um processo com duas etapas. Deste modo, o condutor verifica se as condições de circulação na via atual o satisfazem (em termos de diferença entre a sua velocidade atual e a velocidade por si desejada), e se estas não forem satisfatórias, o condutor avalia as condições nas vias vizinhas e compara-as com as atuais de modo a poder escolher a via de destino.

As utilidades das vias vizinhas são afetadas pelas velocidades dos veículos que seguem à frente e atrás nessas vias e pela velocidade atual e desejada do veículo em análise.

Também neste caso se inclui um modelo de aceitação do intervalo disponível, de modo a ser possível tratar a questão dos intervalos aceitáveis para a execução da manobra. Aliás, este é um dos aspetos chave no que diz respeito ao desenvolvimento dos modelos de mudança de via (Ahmed, 1999).

No que respeita à estimação do modelo, não foi considerada a escolha de reagir ou não a uma mudança de via obrigatória. Em vez disso, foram estimados separadamente parâmetros para as componentes obrigatória e arbitrária do modelo, respetivamente. Os parâmetros de aceitação do intervalo disponível foram estimados juntamente com as outras componentes para cada um dos casos. A estimativa foi baseada numa abordagem de máxima verosimilhança que utilizou dados de trajetórias de veículos. A componente que modela as mudanças de via arbitrárias foi estimada através de dados recolhidos num troço de autoestrada em Boston, enquanto a componente responsável pela modelação das mudanças de via obrigatórias foi modelada para o caso especial da inserção de veículos numa autoestrada a partir de um ramo de acesso.

Ahmed (1999), desenvolveu e estimou também um modelo de inserção forçada, que procura tomar em consideração o comportamento dos condutores quando estes executam manobras de mudança de via em condições de tráfego muito congestionado, onde não existem disponíveis intervalos entre veículos aceitáveis. Nesta situação, admite-se que os condutores efetuam a manobra através, quer da cedência da passagem por cortesia do condutor que segue atrás na via de destino, quer pelo forçar da manobra pelo condutor, obrigando o condutor do veículo que segue atrás a abrandar.

Incluem-se nos fatores importantes que afetam este comportamento, as velocidades relativas entre veículos, a distância remanescente para o ponto em que a mudança de via tem de estar completa e a existência de um intervalo total superior ao comportamento do veículo que pretende realizar a manobra.

Zhang et al. (1998) desenvolveram um modelo de simulação de tráfego multi-regime, no qual as definições adotadas para as mudanças de via obrigatórias e arbitrárias e a lógica de aceitação do intervalo disponível são semelhantes às propostas por Ahmed et al. (1996). Os autores consideram que o intervalo crítico médio é função da distância restante para o ponto em que deve ser completada a mudança de via. Assim, os condutores em situações de mudança de via obrigatória devem adaptar a sua aceleração, de modo a serem capazes de aceitar os intervalos, entre os veículos da via de destino, disponibilizados. São considerados os seguintes casos:

- Nenhuma alteração na aceleração - o intervalo adjacente disponível é aceitável assim;
- O condutor tem de acelerar - caso a extensão total do intervalo adjacente seja

suficiente, mas o intervalo para o veículo que segue atrás seja pequeno, ou a extensão total do intervalo adjacente seja inaceitável mas o intervalo entre o veículo que segue à frente e o seu líder seja aceitável;

- O condutor tem de desacelerar - caso a extensão total do intervalo adjacente seja suficiente, mas o intervalo para o veículo que segue à frente seja pequeno, ou a extensão total do intervalo adjacente seja inaceitável mas o intervalo entre o veículo que segue atrás e o seu seguidor seja aceitável.

O modelo considera também a cedência de passagem por cortesia. Os autores realizaram um estudo de validação do modelo, mas no entanto, não estabeleceram um quadro de calibração para o mesmo.

Wei, Lee, Li e Li (2000) desenvolveram um conjunto de regras determinísticas para a seleção de via e seu comportamento subsequente, por parte de condutores que efetuam viragens em estradas urbanas arteriais com duas vias por sentido tendo como base observações realizadas em Kansas City, Missouri, Estados Unidos da América. Nestas condições, os condutores têm necessariamente de efetuar mudanças de via, para que possam seguir na via que lhes vai permitir a realização da viragem pretendida para o cumprimento de cada um dos seus planos de viagem. Assim, a escolha da via a seguir é determinada pela localização e direção das viragens desejadas situadas a jusante. Dependendo do plano de viagem definido pelo condutor, as vias arteriais são classificadas de acordo com os seguintes critérios:

- Via alvo (ou via não alvo) - via que estabelece (ou não) a ligação com a viragem pretendida na interseção seguinte;
- Via preemptiva (ou não preemptiva) - via que estabelece (ou não) a ligação com a viragem pretendida numa interseção mais a jusante;
- Via mais próxima (ou mais afastada) - a via mais próxima (ou mais afastada) da berma do lado de onde o condutor está a virar para a estrada arterial.

As regras definidas com base nas observações foram as seguintes (Wei et al., 2000):

- Os condutores que tencionam efetuar uma viragem na interseção seguinte escolhem a via alvo;
- Os condutores que pretendem realizar uma viragem numa interseção mais a jusante escolhem a via preemptiva se esta for a mais próxima. Se a via preemptiva for a mais distante, a escolha da via é baseada na agressividade do condutor;

- Os condutores que já circulam na estrada arterial permanecem nas suas vias.

O comportamento dos condutores nas mudanças de via em estradas arteriais é então influenciado pela classificação da via e é controlado pelo conjunto de regras acima enunciadas. A análise das observações de campo realizadas mostra também que a ultrapassagem é um comportamento importante, que necessita de ser modelado. Os veículos que já se situam na via correta podem por vezes realizar manobras de ultrapassagem (o que corresponde a uma dupla mudança de via, mudança para a via adjacente e regresso à via inicial) com o objetivo de aumentarem a sua velocidade. O modelo requer que, quer o intervalo adjacente disponibilizado na via vizinha, quer o intervalo entre o veículo líder e o veículo que segue à sua frente, sejam aceitáveis para que a ultrapassagem tenha lugar (Wei et al., 2000).

Neste estudo, com base nas observações que foram efetuadas, foi desenvolvido um conjunto de estruturas heurísticas para a construção de um modelo de atribuição de via juntamente com modelos de escolha de via e de mudança de via. A metodologia usada e os modelos heurísticos apresentados tencionam servir de base à investigação do comportamento do tráfego em vias urbana, bem como à especificação da relação entre a estrutura de comportamento de viagem baseada no veículo com o sistema que está a ser simulado (Wei et al., 2000).

2.7.1.4. Modelos de aceitação do intervalo disponível (*gap acceptance*)

Os modelos de aceitação do intervalo disponível (*gap acceptance*) foram inicialmente desenvolvidos para explicar o comportamento de atravessamento em interseções (Toledo, 2007). Como já referido anteriormente, estes modelos são também usados na modelação do comportamento de mudança de via, onde os condutores avaliam os intervalos entre os veículos que seguem à frente e atrás na via de destino através da observação dos seus posicionamentos e velocidades.

Os modelos de aceitação do intervalo disponível são formulados como sendo um problema de escolha do tipo binária, ou seja, sim (1) ou não (0). Os condutores comparam o intervalo disponível com um intervalo crítico, não observável e intrínseco aos condutores, de forma a aceitá-lo ou rejeitá-lo. Essa formulação pode ser expressa matematicamente da seguinte forma:

$$Y_n(t) = \begin{cases} 1 & \text{se } G_n(t) \geq G_n^{cr}(t) \\ 0 & \text{se } G_n(t) < G_n^{cr}(t) \end{cases} \quad (2.38)$$

onde:

$Y_n(t)$ - variável indicadora de escolha que assume o valor 1 quando o intervalo é aceite e 0 quando é rejeitado;
 $G_n(t)$ - intervalo disponível;
 $G_n^{cr}(t)$ - intervalo crítico.

Os intervalos críticos são normalmente modelados como sendo variáveis aleatórias, que definem o comportamento de vários condutores ao longo do tempo, de modo a se considerar a natureza probabilística das decisões (Figueiredo, 2005; Toledo, 2007). Neste sentido, diversos autores assumiram diferentes leis de distribuição de probabilidade. Herman e Weiss (1961) consideraram uma distribuição exponencial, Drew, LaMotte, Buhr e Wattleworth (1967) adotaram uma distribuição logarítmica e Miller (1972) optou pela distribuição normal. Em 1981, Daganzo propôs uma forma para se compreender a variação do intervalo crítico na população bem como no comportamento de um condutor ao longo do tempo. Para o efeito, usou uma formulação probit multinomial para estimar parâmetros da distribuição dos intervalos críticos. Também em 1981, Mahmassani e Sheffi introduziram questão da impaciência neste tipo de modelos, tendo mostrado que o intervalo crítico dos condutores vai diminuindo em média à medida que aumenta o tempo de espera por um intervalo aceitável. A função usada por estes autores foi baseada num modelo probit que assume uma distribuição normal dos intervalos. Madanat, Cassidy e Wang (1993) por seu turno, no estudo que realizaram sobre o atraso devido às filas de espera em interseções prioritárias, utilizaram o tempo total em fila de espera para captar a impaciência.

A execução de uma manobra de mudança de via envolve diversos fatores e variáveis. Logo à partida é fundamental a consideração do intervalo crítico atrás do veículo que segue à frente e à frente do veículo que segue atrás, que definem o intervalo limite para que o condutor decida a execução ou não da manobra. Um outro aspeto relevante, e que está associado ao anterior, é a velocidade dos veículos. Deste modo, se o intervalo resultante dos intervalos disponíveis críticos aos dois veículos que seguem na via de destino for satisfatória, então o veículo muda de via, caso contrário mantém-se a circular na via atual. Muitos outros parâmetros podem afetar os intervalos críticos, tais como, o tipo de manobra, as velocidades dos veículos na estrada principal, as características geométricas e as distâncias de visibilidade, o tipo de sinalização na interseção, a presença de peões, as condições ambientais e atmosféricas. Estas questões encontram-se tratadas em diversos trabalhos (Brilon, 1988; Brilon, 1991; Adebisi e

Sama, 1989; Saad, Delhomme, & Van-Elstland, 1990; Hamed, Ease, & Batayneh, 1997). Porém, a maior parte da investigação produzida apenas trata a questão qualitativa e aborda as características macroscópicas do processo, em vez do comportamento microscópico.

Neste contexto, Gipps (1986a; 1986b) assume que os condutores consideram separadamente o intervalo ao veículo da frente e o intervalo ao veículo de trás, e que os dois intervalos têm de ser aceitáveis. Os intervalos são avaliados em termos das desacelerações necessárias pelo veículo em análise para conseguir seguir o novo líder e pelo novo veículo seguidor para seguir o veículo em análise, que será o seu novo líder. Estas desacelerações serão aceitáveis caso sejam inferiores a um dado valor limite, que reflete as capacidades dos veículos e a urgência da mudança de via. Por seu turno, Kita (1993), estimou um modelo *logit* de aceitação do intervalo disponível para o caso de veículos que se encontram a entrar numa autoestrada a partir de um ramo de acesso. No seu trabalho identificou como fatores importantes a extensão do intervalo disponível, a velocidade relativa entre os veículos, e a distância restante até ao final na via de aceleração.

Ahmed (1999), no seu modelo de mudança de via assume que os condutores consideram em separado dois intervalos críticos, um ao veículo da frente e outro ao veículo de trás, sendo aceite o intervalo entre veículos caso as suas componentes anteriores também o sejam. Estes intervalos críticos são variáveis, quer em função dos condutores, quer das condições de tráfego. Assim, o intervalo crítico para o condutor n no instante t foi definido da seguinte forma (Ahmed, 1999):

$$G_n^{cr,g}(t) = \exp(X_n^g(t) \cdot \beta^g + \alpha^g \cdot v_n + \varepsilon_n^g(t)) \quad (2.39)$$

em que:

- g - índice que representa os intervalos ao veículo da frente e de trás, $g \in \{\text{à frente; atrás}\}$ (lead; lag);
- $X_n^g(t)$ e β^g - vectores de variáveis explicativas e seus parâmetros correspondentes;
- v_n - termo aleatório específico individual que assume distribuição normal standard;
- α^g - parâmetro de v_n ;
- $\varepsilon_n^g(t)$ - termo aleatório genérico que assume distribuição normal.

A utilização da forma exponencial para o intervalo crítico garante que os valores estimados são sempre não negativos. Este modelo possibilita a adoção de diferentes parâmetros de aceitação do intervalo disponível para diferentes situações, como são o caso das mudanças de via obrigatórias e arbitrárias, parâmetros esses que são estimados juntamente com as outras componentes do modelo de mudança de via. Com esta formulação, os intervalos críticos à frente

e atrás são sempre inferiores para o caso das mudanças de via obrigatórias ao das arbitrárias. Para além disto, o modelo incorpora ainda o comportamento do condutor, que poderá ser mais agressivo ou mais defensivo, com impacto ao nível dos valores dos intervalos críticos determinados. Uma formulação semelhante a esta foi também utilizada por Toledo et al. (2003).

Em condições de tráfego muito congestionado normalmente não estão disponíveis intervalos entre veículos que possam ser aceitáveis. Assim, os condutores apenas conseguem inserir-se na corrente de tráfego da via de destino, caso os condutores que aí circulam facilitem essa manobra, ou caso os condutores forcem a inserção de forma a que o condutor que segue atrás tenha de abrandar. Os modelos que representam este comportamento designam-se de modelos de inserção forçada. Ahmed (1999) desenvolveu um modelo deste tipo que já foi anteriormente apresentado.

Hidas e Behbahanizadeh (1999) e Hidas (2002) propõem um modelo de mudança de via obrigatória que incorpora a cooperação entre o veículo que executa a manobra e aquele que circula atrás na via de destino, em situações de tráfego densamente congestionado. A boa vontade do condutor do veículo que segue atrás em permitir ao condutor que pretende a manobra de mudança de via, depende da sua agressividade. Uma vez estabelecida a cooperação entre ambos, será criado um intervalo entre os veículos aceitável que irá possibilitar que a manobra seja executada, passando o condutor que a executou a seguir o veículo que seguia à sua frente na via de destino e o veículo que seguia atrás a segui-lo. Complementarmente, Hidas (2005), procede à distinção entre o comportamento cooperativo apresentado, e o comportamento agressivo do condutor quando força a mudança de via obrigando o condutor que segue atrás a desacelerar.

A maioria dos simuladores microscópicos de tráfego, tais como, AIMSUN, PARAMICS ou VISSIM, utilizam versões básicas ou modificadas dos seus modelos normais de aceitação do intervalo disponível para modelar o comportamento de inserção em autoestradas (TSS, 2010; Quadstone, 2004; PTV, 2008). Estes modelos consideram os intervalos criados pelos veículos que circulam nas vias adjacentes, e em alguns casos modelam limites para aceitação dos intervalos disponíveis mais reduzidos durante condições de congestionamento. No entanto, não consideram explicitamente os aspetos relacionados com a cooperação entre condutores ou a execução de inserções agressivas por parte de condutores mais impacientes.

2.7.2. Técnicas de Modelação em Simulação Microscópica

Um modelo matemático consiste numa representação de um sistema ou de um processo físico, através de um conjunto de equações. As técnicas computacionais que permitem a sua implementação em código máquina são técnicas para resolver o modelo concebido e, por isso mesmo são designadas por alguns autores como técnicas de modelação (Dantzig e Traucker, 2001), (Figueiredo, 2005), (SMARTTEST, 2000) e (Algers et al., 2001).

Os modelos de simulação microscópica para gestão de tráfego são utilizados há já alguns anos, tendo sofrido uma grande evolução durante este período. Simultaneamente ocorreu um desenvolvimento significativo a nível de ferramentas computacionais e, consequentemente, das técnicas de modelação utilizadas (Algers et al., 2001). A seguir apresentam-se algumas técnicas computacionais, que podem ser associadas ao desenvolvimento de modelos de simulação microscópicos e que foram alvo de análise durante a execução do projeto europeu SMARTTEST (Algers et al., 2001) e que foram descritas por Figueiredo (2005).

No conjunto de técnicas computacionais utilizadas para a criação de modelos de simulação microscópica podem ser incluídas nas seguintes:

- Programação por restrições;
- Lógica difusa;
- Modelação qualitativa;
- Simulação de eventos discretos paralelos;
- Autómatos celulares (*celular automata*);
- Programação orientada aos objetos;
- Algoritmos genéticos;
- Redes neuronais;
- Computação paralela;
- Realidade virtual;
- Sistemas de informação geográfica;
- Sistemas baseados em conhecimento.

A descrição desta técnicas ultrapassa o âmbito deste trabalho, porém pode ser encontrada informação detalhada sobre esta temática em (Algers et al., 2001) e Figueiredo

(2005).

Segundo Figueiredo (2005) estas técnicas de modelação representam apenas aquelas que são consideradas como as mais promissoras em relação à modelação de tráfego e à simulação microscópica (SMARTTEST, 2000). Algumas destas técnicas fornecem alternativas aos procedimentos de modelação que hoje em dia são utilizados (simulação paralela de eventos discretos, lógica difusa e modelação qualitativa), enquanto outras adequam-se melhor à implementação do ambiente em que a simulação se realiza (sistemas de informação geográfica, realidade virtual, sistemas baseados em conhecimento, computação paralela). No entanto, a combinação de algumas das técnicas referidas para a construção de modelos de simulação de tráfego microscópicos é possível e muitas vezes necessário.

2.7.3. Descrição dos Principais Simuladores Microscópicos de Tráfego

2.7.3.1. AIMSUN

O simulador de tráfego AIMSUN (*Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-Urban Networks*), concebido e desenvolvido pelo Laboratório de Investigação Operacional e Simulação (LIOS), grupo de investigação pertencente ao Departamento de Estatística e Investigação Operacional da Universidade Politécnica da Catalunha em Espanha, teve a sua versão inicial em 1987 (Barceló, 2001). Consiste num modelo de microsimulação que tem como principal objetivo a simulação de tráfego em redes urbanas e interurbanas, contendo para tal um vasto conjunto de sistemas avançados em telemática de Transportes (SMARTTEST, 1997). O seu interface gráfico proporciona ao utilizador uma plataforma simples para a construção do modelo e para a utilização do mesmo como ferramenta de avaliação (SMARTTEST, 1997). Atualmente o AIMSUN é um produto comercial, estando a sua venda a cargo da TSS-Transport Simulation Systems, empresa que surgiu a partir de um *spin off* do conhecimento desenvolvido pelo LIOS da Universidade Politécnica da Catalunha.

O AIMSUN na sua última versão contém, para além do modelo de microsimulação de tráfego, um modelo mesoscópico e um modelo macroscópico. Isto permite que haja uma verdadeira integração ao nível do detalhe, facilitando o uso do software pelo utilizador pois permite-lhe com a mesma representação da rede, os mesmos dados de base e consequentemente com o mesmo modelo, obter resultados mais ou menos detalhados (www.aimsun.com).

No modelo de simulação AIMSUN o comportamento dos veículos é simulado

individualmente, utilizando para tal modelos de seguimento, mudança de via e aceitação do intervalo crítico (Barceló, 2001; www.aimsun.com). O AIMSUN (Casas, Ferrer, Garcia, Perarnau, & Torday, 2010) realiza a modelação microscópica do movimento dos veículos recorrendo a um modelo de seguimento baseado no modelo proposto por Gipps (1981) e num modelo de mudança de via que pode também ser considerado um desenvolvimento do modelo de mudança de via proposto pelo mesmo autor (Gipps, 1986a; Gipps, 1986b). O AIMSUN é utilizado por centenas de utilizadores pertencentes a agências governamentais, empresas de consultoria e universidades de cerca de 45 países, com o intuito de melhorar as infraestruturas rodoviárias (www.aimsun.com). A maioria dos projetos em que o AIMSUN é utilizado estão relacionados com (www.aimsun.com):

- Análise do impacto da conceção da infraestrutura;
- Estudos ambientais;
- Tarifação rodoviária e portagens;
- Otimização de planos de controlo;
- Gestão de tráfego urbano e interurbano;
- Gestão de sistemas de apoio ao transporte público;
- Análise da segurança;
- Avaliação de sistemas ITS (*Intelligent Transportation Systems*);
- Desenvolvimento de novos algoritmos e modelos de transportes.

O AIMSUN possui também várias formas de apresentação de resultados, que vão desde plantas 2D com a indicação através de um código de cores dos resultados para um dado indicador, até às animações 3D (www.aimsun.com).

2.7.3.2. CORSIM

O CORSIM (*CORridor SIMulation*), usado pela *Federal Highway Administration* (FHWA) para a realização de trabalhos de investigação na área do tráfego (<http://ops.fhwa.dot.gov/trafficanalysistools/corsim.htm>), é um simulador microscópico de tráfego, estocástico, que contém, desde 1994, dois simuladores independentes, o NETSIM (*NETwork SIMulation*) que modela vias urbanas e o FRESIM (*FREeway SIMulation*) que modela autoestradas. É a combinação destes dois programas que permite ao CORSIM a modelação dos tipos de infraestruturas rodoviárias em que o tráfego circula ininterruptamente (ou seja, sem paragens, caso das autoestradas), bem como, dos tipos de infraestruturas onde ocorrem

interrupções da circulação rodoviária (típico das redes urbanas, onde a existência de, por exemplo, sinais de “STOP” ou sinalização luminosa, obriga à paragem dos veículos) (FHWA, 2007). Para tal, o CORSIM utiliza sub-redes em que as características são semelhantes.

No CORSIM o ambiente real é representado através de uma rede composta por nós e arcos unidirecionais (FHWA, 2007). Os arcos representam estradas urbanas ou secções de autoestrada e os nós representam as interseções ou pontos de mudança das características da via (por exemplo, mudanças de perfil transversal ou de inclinação longitudinal) (FHWA, 2007).

Como em todos os modelos de natureza microscópica, cada veículo é modelado como se fosse uma entidade individual na rede de estradas. O comportamento de cada um é representado no modelo considerando a interação com o ambiente circundante, incluindo o controlo de tráfego e a geometria de estrada. O CORSIM também modela alguns sistemas de controlo de tráfego ativos, que têm influência no comportamento dos veículos como sinalização de cruzamentos e controladores dos ramais de acesso (Clark & Daigle, 1997). A modelação do comportamento do condutor é feita segundo a lógica dos algoritmos de seguimento (*car-following*) e mudança de via (*lane changing*) simulando os movimentos dos veículos a cada instante. O CORSIM é atualmente um produto comercial.

2.7.3.3. VISSIM

VISSIM é o acrónimo de *Verkehr In Städten SIMulation* que significa em alemão, simulação de tráfego em áreas urbanas. Este modelo desenvolvido e comercializado pela empresa alemã PTV - *Planung Transport Verkehr AG* consiste num simulador microscópico capaz de modelar a circulação de tráfego automóvel bem como de transportes públicos em redes urbanas e interurbanas (SMARTTEST, 1997; www.ptvag.com). Na sua última versão este simulador inclui também um módulo para a simulação do tráfego pedonal possibilitando a análise da circulação de peões quer em vias urbanas quer em locais como interfaces de transportes ou edifícios públicos (www.ptvag.com).

O VISSIM é uma ferramenta que permite o apoio à decisão aos planeadores de sistemas de tráfego e de transportes, uma vez que lhes possibilita a avaliação de vários cenários em situações complexas, tais como, interseções ou esquemas de circulação, antes das mesmas estarem construídas ou implementadas (SMARTTEST, 1997). O seu interface gráfico e as possibilidades de apresentação dos resultados, com o VISSIM é possível por exemplo a realização de animações 3D e de pequenos clips de vídeo, tornam a análise e a apresentação de resultados

aos decisores, geralmente não técnicos, muito mais simples e intuitiva (www.ptvag.com).

O VISSIM é baseado num modelo microscópico de tráfego discreto, estocástico e em intervalos de tempo (*time step*). O modelo considera as unidades veículos-condutores, como entidades individuais cujo comportamento é gerido por intermédio de um modelo de seguimento do tipo psicofísico para a simulação do movimento longitudinal de veículo, e de um algoritmo baseado em regras para os movimentos laterais. O modelo foi desenvolvido com base nas pesquisas efetuadas por Wiedemann (1974). O pacote de simulação do VISSIM consiste em dois programas distintos, que incluem um simulador de tráfego microscópico e um gerador de estado dos sinais luminosos. Uma descrição mais detalhada deste simulador pode ser encontrada em Fellendorf e Vortisch (2010).

2.7.3.4. PARAMICS

O simulador PARAMICS (*PARAllel MICroscopic Simulation*), originário do Reino Unido, foi criado e desenvolvido pelo *The Edinburgh Parallel Computing Centre* em conjunto com a *Quadstone LTD*, empresa que atualmente o comercializa (SMARTTEST, 1997). Atualmente o PARAMICS consiste num conjunto de oito módulos que desempenham diferentes funções na simulação. São eles (www.paramics-online.com):

- *Modeller* - é o cerne do simulador. Permite a realização das três operações base: construção do modelo, simulação de tráfego (incluindo a visualização 3D) e a apresentação de resultados estatísticos usando o seu interface de utilizador;
- *Processor* - módulo que possibilita a configuração e automatização de várias simulações para uma análise integrada de vários cenários;
- *Analyser* - destina-se à análise, comparação, resumo e apresentação de relatórios dos resultados das várias simulações;
- *Estimator* - módulo destinado à estimativa e/ou atualização de matrizes origem/destino;
- *Designer* - ferramenta de construção e edição de modelos 3D para utilização conjunta com o módulo *Modeller*. Com este módulo é possível a construção de modelos 3D complexos e semelhantes à “vida real” facilitando a sua visualização e apresentação ao público não técnico;

- *Converter* - possibilita a conversão de dados geométricos existentes da rede de uma variedade de fontes (inclusivamente de outros simuladores de tráfego) em dados que possibilitam a construção da rede básica usada pelo PARAMICS;
- *Programmer* - consiste na plataforma de parametrização do PARAMICS. Permite ao utilizador a simulação de novas funções, de diferentes modos de comportamento dos condutores e de outras características práticas;
- *Monitor* - determina os níveis de poluição por emissões causados pelo tráfego numa rede.

Com o PARAMICS é possível reproduzir cada aspeto/situação de uma moderna rede de transportes, tais como (www.paramics-online.com):

- Interseções prioritárias e semaforizadas;
- Rotundas, praças de portagem e zonas de entrecruzamento;
- Estudos de corredores e autoestradas congestionadas;
- Transportes públicos incluindo metro ligeiro;
- Gestão de incidentes e zonas de obras;
- Estacionamento;
- Grupos de utilizadores especiais, incluindo HOV e HOT;
- Sistemas inteligentes de transportes (ITS);
- Uso de vias dedicadas e gestão de autoestradas.

Esta ferramenta permite efetuar a simulação de redes de tráfego congestionadas, sendo os veículos modelados individualmente com um elevado nível de detalhe de forma a permitir obter uma boa precisão sobre o fluxo de tráfego e os congestionamentos. Cada veículo é caracterizado por um conjunto de atributos, tais como comprimento, aceleração, velocidade máxima e o seu percurso. São considerados dois tipos de condutor: agressivo e passivo. O comportamento do condutor é modelado através de um modelo sofisticado que tem por base os algoritmos de seguimento (*car-following*) e mudança de via (*lane changing*). Este simulador permite avaliar uma grande variedade de cenários distintos onde podem ser considerados, estradas urbanas, autoestradas, ramais de acesso, interseções semaforizadas, rotundas e painéis de mensagens variáveis, entre outros.

Dada a diversidade de cenários que permite avaliar através da simulação, as áreas

potenciais e aplicação do PARAMICS incluem a avaliação de políticas e estratégias de planeamento, gestão e controlo de tráfego, a avaliação de estratégias de fornecimento de informação aos viajantes, a modelação de congestionamentos e acidentes e outras áreas onde seja necessária a utilização de uma ferramenta de planeamento rápida, reativa e proactiva. O PARAMICS foi usado na simulação da gestão de tráfego e de sistemas de controlo em várias regiões dos EUA.

2.7.3.5. DRACULA

O simulador DRACULA (*Dynamic Route Assignment Combining User Learning and microsimulAtion*) foi criado no Instituto para o Estudos dos Transportes da Universidade de Leeds no Reino Unido e encontra-se em desenvolvimento desde 1993 (www.its.leeds.ac.uk/software/dracula/index.html).

Na sua versão completa o DRACULA é capaz de representar completamente os mecanismos de viagens em transporte, desde a escolha de onde e quando se realiza a viagem, até à escolha do modo de transporte, simulando a um nível microscópico todo o percurso realizado por meios motorizados (www.its.leeds.ac.uk/software/dracula/index.html).

É um simulador para gestão de tráfego em vias urbanas. A principal diferença em relação às abordagens convencionais da maior parte dos simuladores microscópicos, é que este simulador considera ambientes de tráfego altamente variáveis através da modelação das alterações quotidianas das condições de tráfego como um processo estocástico e discreto no tempo. Os condutores reagem a situações de congestionamento através de um submodelo de aprendizagem, com percursos e tempos de partida diários. Existe também um submodelo que representa a variabilidade quotidiana das capacidades da rede (por exemplo devido aos acidentes). Além disso, é também usado um submodelo de tráfego para o deslocamento dos veículos através da rede. Neste simulador é possível representar as escolhas e as experiências de cada condutor e o movimento individual dos veículos através da rede de estradas.

2.7.3.6. MITSIM

O MITSIM (*Microscopic Traffic SIMulator*) é um simulador de tráfego criado e desenvolvido no MIT (*Massachusetts Institute of Technology*) nos Estados Unidos da América (web.mit.edu/its/mitsimlab.html). Atualmente ao simulador de tráfego foi associado um conjunto de outros módulos, com funções distintas, a que se deu o nome de MITSIMLab (Yang,

1997). Assim, o MITSIMLab é constituído pelos seguintes módulos (Yang, 1997):

- *Microscopic Traffic SIMulator* (MITSIM);
- *Traffic Management Simulator* (TMS);
- *Graphical User Interface* (GUI).

De acordo com (Scariza, 2003) o funcionamento dos vários módulos processa-se da seguinte forma. O módulo MITSIM permite a criação da rede e realiza o controlo dos fluxos de veículos através dessa mesma rede. Como modelo microscópico que é, o MITSIM modela veículos individualizados e o respetivo comportamento dos seus pseudo-condutores na realização de diversas manobras de condução, tais como, manobras de mudança de via (*lane changing*) ou de seguimento do veículo que circula à sua frente (*car-following*).

Os principais componentes do módulo MITSIM são os seguintes:

- Componentes da rede - a rede é construída através da utilização de nós, arcos, segmentos e vias. A rede também possui elementos que desempenham a função de sensores capazes de medir e recolher dados de tráfego durante a simulação. Esses dados são do tipo, débitos, volumes, velocidade e ocupações. Os equipamentos de controlo de tráfego também são representados na rede, no entanto, a sua operação é controlada pelo módulo TMS;
- Procura e seleção de percurso - o MITSIM aceita a utilização de matrizes O/D temporalmente dependentes como dado de entrada do modelo. A atribuição dos veículos aos vários arcos da rede é feita um modelo probabilístico que possibilita a escolha do percurso.
- Movimento do veículo e comportamento do condutor - a partir da matriz O/D são gerados veículos que entram na rede num determinado instante específico. A cada um desses veículos é atribuído um conjunto de características de comportamento (relacionadas com o condutor e do tipo, velocidade desejada, agressividade, intervalos críticos para a mudança de via, ...) e de características do próprio veículo (dimensões, capacidades de aceleração e de travagem, ...). O simulador, recorrendo aos modelos de seguimento (*car-following*) e de mudança de via (*lane-changing*), vai simular o movimento dos vários veículos que compõem a corrente de tráfego e a respetiva interação entre eles.

O TMS (*Traffic Management Simulator*) consiste no componente do MITSIMLab responsável pela operação dos equipamentos de controlo de tráfego existentes na rede modelada. O MITSIMLab possibilita a comunicação entre os módulos MITSIM e TMS, pelo que, o TMS pode utilizar os dados resultantes da simulação efetuada no MITSIM, utilizando para os efeitos a informação que é recolhida a partir dos sensores que são definidos na rede, para simular a resposta dos equipamentos de controlo de tráfego para as condições da simulação que está a ser efetuada.

Os sistemas de controlo de tráfego que o TMS é capaz de simular são vários, dos quais se destacam:

- Controlo de acesso em ramos de entrada de nós de ligação (*Ramp Meters*);
- Sinais luminosos;
- Sinais de controlo de utilização de via (*Lane Control Signs - LCS*);
- Sinais de limite de velocidade variável (*Variable Speed Limit Signs - VSL*);
- Sinais na entrada de túneis (*Portal Signs - PS*);
- Painéis de mensagem variável (*Variable Message Signs - VMS*);
- Sistemas de escolha de rota a bordo.

Finalmente o módulo GUI (*Graphical User Interface*) fornece ao utilizador do simulador uma apresentação gráfica que lhe permite observar o fluxo de tráfego enquanto a simulação decorre. Tal é extremamente útil, pois, permite testar a rede, despistar erros e apresentar resultados.

Na Figura 2.10 apresenta-se um esquema ilustrativo do modo como é realizada a comunicação entre cada um dos módulos que constituem o MITSIMLab.

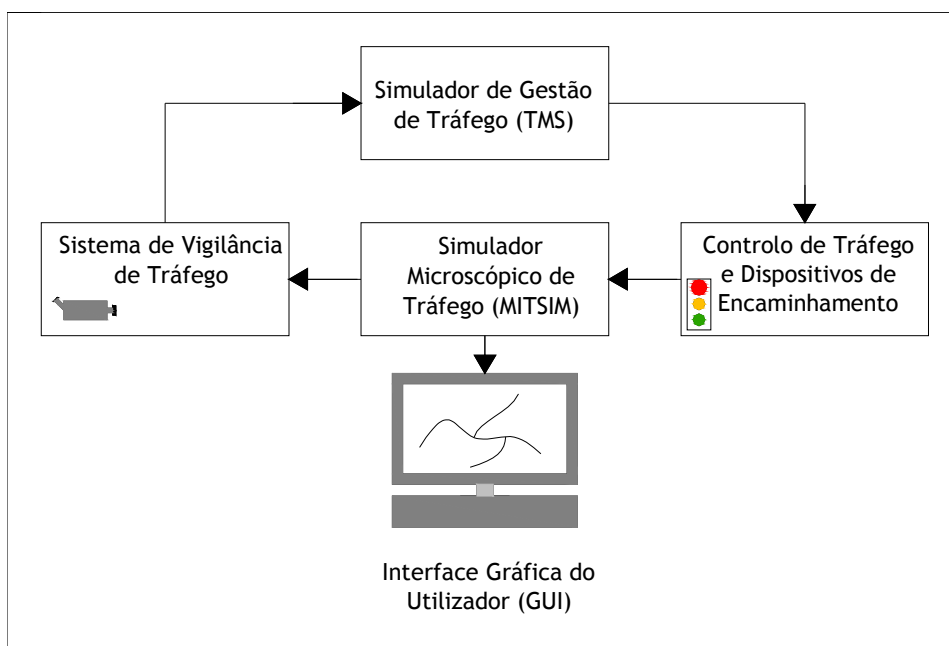


Figura 2.10 - Comunicação entre os módulos constituintes do MITSIMLab
(adaptado de Scariza, 2003)

Quer o TMS, quer o MITSIM, são capazes de ser utilizados de forma independente ou conjugada. Cada um deles pode ser usado utilizando ou não o módulo GUI.

2.7.4. Aplicações Práticas dos Modelos de Simulação Microscópica

A microssimulação é utilizada para a avaliação prévia ou em paralelo com a operação real. Isso abrange muitos objetivos, tais como o estudo da dinâmica dos veículos para controlo do tráfego, sistemas de gestão ambiental e de incidentes, estratégias de orientação de percursos em tempo real, controlo adaptativo em interseções semaforizadas, controlo de rampas de ligação (*ramp metering*), portagens e sistemas de controlo de vias (vias com sinais, cobrança de portagem eletrónica, etc.). Por outro lado, alguns modelos tentam avaliar o impacto e a sensibilidade de conceção alternativa de parâmetros (número de vias, comprimento de rampas de ligação, grau de curvatura e mudança de via). Note-se que isto não significa que todos os modelos são concebidos para tratar todos estes pontos.

Os modelos de microssimulação possibilitam uma visão geral das condições de tráfego o que torna mais simples encontrar uma possível solução e novas técnicas, que podem ser testadas sem perturbar as redes reais. As principais vantagens deste tipo de modelos identificadas no estudo realizado pela APAS (1995) sobre a avaliação dos modelos de transporte rodoviário e

arquiteturas de sistema foram:

- Simulação de redes, incluindo a interação entre veículos, novos sistemas de controlo reativo e de informação - O principal objetivo dos modelos de microsimulação é avaliar um conjunto de opções de esquemas de transporte. A avaliação real é extremamente difícil uma vez que a variabilidade do tráfego de dia para dia torna difícil e dispendiosa a recolha de dados reais para reproduzir conclusões válidas. Por esta razão é fundamental o desenvolvimento dos modelos de microsimulação, pois estes permitem um completo controlo sobre o ambiente da rede a analisar.
- Previsão a curto prazo - Os modelos de simulação são utilizados quando se pretende efetuar análises que conduzam à obtenção de resultados imediatos. Inclui-se nestas análises, a avaliação em tempo real de um conjunto de possíveis intervenções na sequência, por exemplo, de um acidente ou a previsão de emissões de poluentes pelos veículos.
- Melhoria dos modelos de afetação - Os modelos de afetação são usados para prever mudanças nos volumes de tráfego quando são introduzidas alterações na rede viária. A utilização conjunta de modelos de simulação microscópica permite prever a mudança de volumes de tráfego devidos, por exemplo, à introdução na rede de sistemas de controlo reativo, que de outra forma seriam de difícil modelação.
- Fornecimento de dados a simuladores de condução automóvel - Têm sido desenvolvidos sofisticados simuladores de condução que permitem a avaliação e desenvolvimento de novos sistemas e equipamentos para os veículos, em total ambiente de segurança. A utilização de modelos de microsimulação pode ser muito útil para fornecer a estes simuladores de condução cenários interativos mais realistas.

2.7.5. Áreas de Desenvolvimento dos Modelos Microscópicos

Os modelos de simulação microscópica possuem um vasto campo de aplicação, porém possuem ainda algumas limitações importantes. Na análise realizada a vários simuladores no âmbito do projeto europeu SMARTTEST (SMARTTEST, 2000), foram identificadas várias limitações que devem ser alvo de desenvolvimento, tais como:

- Modelação de congestionamentos - A maioria dos modelos de microsimulação utiliza algoritmos simples para a modelação do comportamento de seguimento e de

mudança de via, para representar o movimento dos veículos. No entanto, durante os períodos de congestionamento estes algoritmos não refletem realisticamente o comportamento dos condutores. Como exemplos, refiram-se as situações complexas que podem ocorrer quando, filas de espera de veículos se formam junto às interseções bloqueando as suas entradas ou um veículo estaciona ou avaria, bloqueando a via e produzindo ondas de choque. De notar, que o modo como estas situações de congestionamento são modeladas pode ser crucial para os resultados obtidos.

- Modelação ambiental - Têm sido desenvolvidos consideráveis esforços no sentido de conceber modelos de emissões de poluentes com vista à sua incorporação nos modelos microscópicos de simulação. Para alguns poluentes esta modelação é relativamente simples, porém outros há que resultam de reações químicas complexas e que os tornam por isso de difícil previsão. Uma outra dificuldade é a obtenção de dados de emissões fiáveis quando existe uma grande variedade de veículos.
- Compatibilidade de modelos - Os modelos de microsimulação são por vezes utilizados em complementaridade com outros, nomeadamente com modelos de atribuição. Existem modelos onde os dados de entrada são os mesmos, tais como as matrizes origem-destino das viagens, a topologia da rede ou os corredores reservados (vias BUS). Contudo, se cada modelo possui um formato diferente de codificação dos dados de entrada, o esforço é duplicado, sendo necessária a reentrada dos dados.
- Avaliação da segurança - A segurança é uma problemática de extrema complexidade. Ainda não é possível prever com precisão as implicações na segurança da implementação de muitas das opções de esquemas de transportes. A maioria dos modelos de previsão ligados à segurança são muito simplistas, baseados sobretudo nos volumes de tráfego ou nas alterações da velocidade. Muitos dos modelos de simulação microscópica ignoram completamente a vulnerabilidade de utilizadores como ciclistas ou peões. É necessário um maior esforço de desenvolvimento nesta área.
- Sistemas reativos de tráfego - Os modelos deste tipo são desenvolvidos para responder a mudanças nas condições de tráfego na rede viária, devidas a acidentes, a obras, níveis de tráfego, etc. Para avaliar o provável desempenho destes sistemas, os modelos requerem obviamente a introdução de uma quantidade adequada de variabilidade. A falta de dados sobre tais níveis de variabilidade e a

não existência de uma metodologia padrão para a sua inclusão na avaliação, constituem limitações que importa suprir. Uma outra questão relevante prende-se com a forma como os condutores respondem a sistemas deste tipo.

- Nível de detalhe - Por vezes é necessário encontrar um compromisso entre o nível de detalhe do caso a modelar (estradas a incluir na rede a modelar, tipos de veículos, etc.) e o número de iterações necessárias e consequente tempo para efetuar as várias simulações. Torna-se assim útil, a existência de linhas de orientação que indiquem as consequências das simplificações que se introduzam.
- Calibração e validação - Poucos modelos foram rigorosamente calibrados e validados. É assim necessária recolha e tratamento de mais dados para que seja possível a determinação de intervalos aceitáveis para os parâmetros de modelação envolvidos.
- Transportes públicos - Os veículos de transporte público têm um comportamento distinto dos restantes, mas em muitos casos não são modelados com pormenor suficiente para se distinguirem.

Algumas destas limitações dificultam a análise de desempenho de infraestruturas rodoviárias em termos, por exemplo, da sua capacidade e dos seus níveis de serviço. O desenvolvimento destas ferramentas no sentido de melhor representarem o escoamento do tráfego em todos os elementos de uma infraestrutura e de consequentemente possibilitarem uma melhor avaliação do seu desempenho é também uma das áreas de investigação a desenvolver.

2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do presente capítulo foi efetuada uma revisão da literatura sobre a temática da modelação de transportes, com um especial foco nos modelos de simulação microscópica de tráfego. Foram apresentados os principais modelos de comportamento habitualmente utilizados nos microssimuladores de tráfego, assim como as principais ferramentas deste tipo existentes e mais utilizadas internacionalmente.

Com base nessa informação, foi possível perceber melhor o modo de funcionamento dos simuladores microscópicos de tráfego, saber quais as suas potencialidades de análise e o tipo de informação necessário à construção de modelos deste tipo. Isto permitiu um melhor conhecimento das várias ferramentas existentes, possibilitando uma escolha mais adequada das que melhor se adequam ao estudo de dado problema de engenharia de tráfego.

Assim, para a consecução deste trabalho em concreto, foram escolhidos dois dos microssimuladores mais utilizados a nível mundial, o AIMSUN e o VISSIM. A escolha recaiu sobre estas duas ferramentas devido a duas razões fundamentais. A primeira, o uso generalizado de ambas no estudo de diversificados problemas de engenharia de tráfego, de entre os quais autoestradas, algo que se encontra amplamente documentado na literatura, como neste capítulo ficou patente. A segunda, as funcionalidades e características próprias de cada um deles, designadamente dos seus modelos de comportamento, que permitem a construção de modelos de microssimulação de autoestradas.

CAPÍTULO 3

Calibração e Validação de Modelos de Microsimulação de Tráfego

3. CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DE MODELOS DE MICROSIMULAÇÃO DE TRÁFEGO

3.1 INTRODUÇÃO

De uma forma simplista pode-se dizer que um modelo consiste numa representação simplificada da realidade. Assim, para que um modelo possa ser usado como representação da realidade que tenciona ser, este terá que produzir resultados para determinadas medidas ou indicadores de desempenho que sejam suficientemente próximos dos observados no sistema real.

A adaptação do modelo à realidade constitui o principal objetivo da fase de calibração, sendo subsequentemente avaliada a sua aderência na fase de validação. Estas duas fases podem ser definidas do seguinte modo (HMSO, 1991):

- Calibração - processo de correção dos valores das variáveis do modelo responsáveis pela representação das condições de operação de uma rede, com o objetivo de as estimativas das medidas de desempenho calculadas pelo modelo refletirem os valores reais;
- Validação - processo de verificação das estimativas do modelo calibrado com o objetivo de aferir as suas capacidades de previsão para situações distintas das consideradas na fase de calibração, procurando deste modo garantir que as conclusões obtidas pelo modelo são aplicáveis ao sistema real em análise.

Assim, o desenvolvimento de um modelo consiste num conjunto de etapas, que se inicia com a formulação do problema e clarificação dos objetivos a atingir, e termina com a sua aplicação com vista à obtenção dos resultados pretendidos. Essas etapas são as seguintes (Tavares, 2003):

- Formulação - enunciação do problema e clarificação dos objetivos a atingir;
- Construção - conceptualização do modelo, recolha de dados e codificação da rede, com vista a ser possível a sua interpretação de forma automática. Nesta fase encontra-se ainda englobada a verificação da codificação;
- Calibração - ajustamento dos valores das variáveis para que certos critérios de aderência à realidade sejam atingidos;

- Validação - testes da capacidade de previsão do modelo através da adoção de critérios, com base em informação diferente da utilizada na fase de calibração. Consiste na fase mais delicada de todas as que constituem o desenvolvimento do modelo e a que obriga a frequentes reanálises das fases anteriores;
- Aplicação - após o modelo estar validado, segue-se o projeto de experiências e análises de resultados.

Na Figura 3.1 apresenta-se um esquema no qual se encontram representadas as diferentes fases que compõem o processo de desenvolvimento de um modelo.

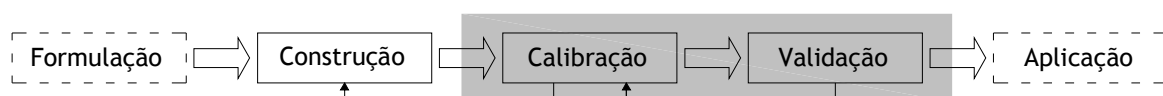


Figura 3.1 - Desenvolvimento de um modelo (Tavares, 2003)

3.2 OS PROCESSOS DE CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO

3.2.1. Calibração

A calibração de um modelo de simulação consiste no processo no qual as suas diversas componentes individuais são refinadas e ajustadas, de modo a que o modelo seja capaz de representar de forma precisa as condições de tráfego observadas e medidas em campo. Os principais componentes ou parâmetros de um modelo de simulação de tráfego que requerem calibração, geralmente incluem o seguinte (Milam e Choa, 2001):

- Operações de controlo de tráfego;
- Características das correntes de tráfego;
- Comportamento dos condutores.

Assim, a fase de calibração envolve uma análise comparativa entre as medidas de desempenho obtidas no modelo e as observadas no sistema real, podendo ser necessário um eventual ajustamento das variáveis responsáveis pelas condições operacionais, de forma a que os resultados produzidos pelo modelo se aproximem dos reais, dentro de um intervalo de erro pré-fixado (Tavares, 2003). Para avaliar o desempenho é necessário, em primeiro lugar, definir as variáveis que serão consideradas no processo de calibração e em seguida, comparar os valores

das amostras de população (valores observados) com os resultantes da aplicação do modelo à rede analisada, os valores simulados (Vilarinho, 2008).

É fundamental realçar que se a única forma de reproduzir as condições reais do sistema for através da utilização de artifícios na definição dos valores das variáveis, ou da utilização de procedimentos localizados durante a fase de calibração, então é muito improvável que o modelo possa realizar previsões que possam ser consideradas válidas (Tavares, 2003).

Esta etapa não deve no entanto ser confundida com o processo de validação, no qual a precisão do modelo é testada comparando os resultados obtidos no modelo de simulação com os dados recolhidos em campo.

O processo de calibração constitui uma etapa fundamental no desenvolvimento de um modelo de simulação de tráfego, pois não é expectável que algum modelo seja capaz de apresentar a mesma precisão para todas as possíveis condições de tráfego. Mesmo os modelos de micro simulação de tráfego mais detalhados apenas contêm uma porção de todas as variáveis que afetam as condições de tráfego do mundo real (FHWA, 2004b). Logo, como nenhum modelo é capaz de incluir todo o universo de variáveis representativas do sistema real, há a necessidade de, qualquer que seja o modelo, adaptá-lo às condições locais.

Os simuladores de tráfego microscópicos possuem um conjunto de parâmetros ou variáveis que podem ser ajustados pelo utilizador, com o propósito de permitir a calibração do modelo para as condições locais. Por essa razão, o objetivo da calibração num simulador de tráfego microscópico, é encontrar os valores a atribuir a esse conjunto de parâmetros, para que o modelo seja capaz de efetuar a melhor representação possível das condições de tráfego locais (FHWA, 2004b).

De modo a facilitar o trabalho do modelador, são geralmente definidos nestes simuladores valores por defeito para os parâmetros do modelo. No entanto, apenas em circunstâncias muito particulares, de difícil ocorrência, a utilização desses valores por efeito num modelo para uma área específica irá produzir resultados que possam ser aceitáveis. Assim sendo, o modelador deve sempre realizar alguns testes de calibração para ter a garantia de que o modelo codificado reproduz de forma precisa as condições e o comportamento do tráfego local (FHWA, 2004b).

Relativamente aos parâmetros ou variáveis que são ajustáveis, estes podem ser divididos em dois grupos, um que corresponde àqueles que afetam a simulação de um modo

global e um outro que engloba os que a afetam de forma mais localizada. As variáveis globais devem ser as primeiras a ser consideradas no processo de calibração, seguindo-se a calibração das variáveis locais com o intuito de refinar os resultados obtidos (Vilarinho, 2008).

3.2.2. Validação

Como já foi referido anteriormente o processo de validação tem por finalidade determinar se o modelo de simulação representa com suficiente precisão a realidade. A validação consiste num procedimento iterativo que envolve a calibração de determinados parâmetros do modelo e a comparação do seu comportamento com o do sistema real. A diferença entre os dois sistemas, o modelado e o real, serve como indicador para a melhoria do modelo até ao momento em que a diferença entre eles, o erro, é aceitável. Resumindo, com a validação pretende-se aferir a calibração efetuada utilizando para tal dados independentes daqueles que foram utilizados nessa fase.

Segundo Law e Kelton (1991), de uma forma geral, os passos metodológicos chave para a construção de modelos de simulação válidos e credíveis são os seguintes:

- Verificação - consiste em determinar se um programa informático de simulação a executa conforme o esperado, sendo a principal preocupação a correta construção do modelo;
- Validação - a preocupação é determinar se o modelo conceptual de simulação (em oposição ao programa informático) consiste numa representação precisa do sistema real em análise. A validação ocupa-se da construção do modelo correto;
- Credibilidade do modelo - um modelo é considerado credível quando os seus resultados são aceites pelo seu utilizador, e são usados como suporte à tomada de decisão. A animação dos modelos constitui uma via efetiva para o analista estabelecer essa credibilidade.

Para Balci (1998), um estudo de simulação bem sucedido *“é aquele que produz uma solução suficientemente credível que é aceite e utilizada pelos decisores”*. Isto implica a avaliação da qualidade do modelo de simulação através da verificação e validação dos modelos de simulação (Barceló e Casas, 2004).

A validação de um modelo, segundo Barceló e Casas (2004), consiste num processo de testes com o intuito de aferir se o modelo construído é realmente capaz de representar uma

alternativa viável e útil à experimentação em campo do sistema real. Como já foi referido, isto requer que se efetue a calibração do modelo, ou seja, que se ajustem os seus parâmetros de modo a que os valores dos seus dados de saída (os resultados) se aproximem o mais possível dos observados no sistema real. A validação do modelo de simulação será estabelecida com base na análise comparativa entre esses dados observados no sistema real e os dados de saída fornecidos pelas simulações realizadas por intermédio do modelo computacional.

A calibração e validação de um modelo é um processo inerentemente estatístico em que a incerteza nos dados e os erros de modelação devem ser tomados em consideração. Dependendo das variáveis selecionadas, dos dados simulados e de sistema que estejam disponíveis, das suas características e comportamento estatístico, têm sido propostos na literatura da especialidade, uma variedade de técnicas estatísticas para a sua comparação conjunta, ou para comparações múltiplas ou ainda para a análise de séries temporais (Barceló e Casas, 2004). O quadro conceptual da metodologia de validação, onde estes processos são executados, encontra-se esquematizado na Figura 3.2.

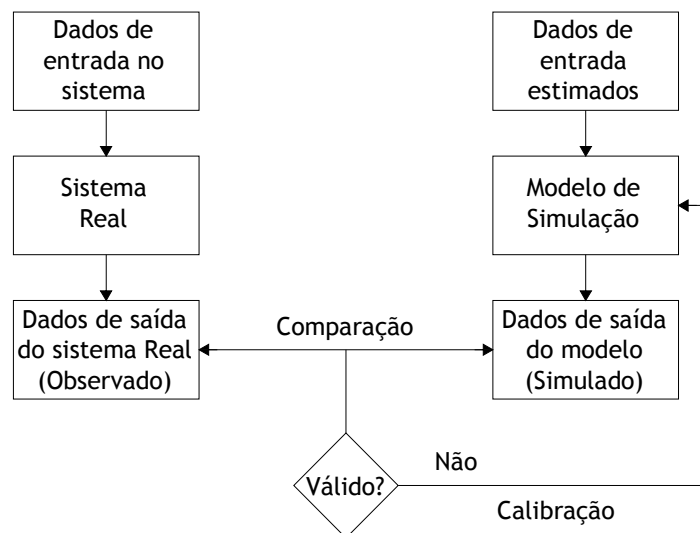


Figura 3.2 - Diagrama lógico da validação de um modelo (adaptado de Barceló e Casas, 2004)

De acordo com essa lógica, quando os resultados da análise de comparação não são aceitáveis para o grau de significância definido pelo analista, a rejeição dos resultados da simulação implica a necessidade de recalibrar alguns aspetos do modelo de simulação. O processo é repetido até que um grau significativo de similaridade, de acordo com algumas técnicas de análise estatística, seja alcançado.

3.2.3. Especificidades dos Processos de Verificação e Validação de Modelos de Simulação de Tráfego

No caso particular dos sistemas de tráfego, o comportamento do sistema atual é habitualmente definido em termos de variáveis de tráfego, tais como, débitos, velocidades, taxas de ocupação, comprimentos de filas de espera, entre outras, que podem ser medidas através de detetores colocados em locais específicos da rede rodoviária (Barceló e Casas, 2004). Para validar o modelo de simulação de tráfego, o simulador utilizado deve ser capaz de emular o processo de deteção do tráfego e de produzir séries de observações simuladas. Estas podem então ser comparadas com as medições efetuadas no sistema real, possibilitando assim a sua utilização para determinar se a precisão desejada na reprodução do comportamento do sistema é atingida (Barceló e Casas, 2004). Rouphail e Sacks (2003), propõem o seguinte conjunto de princípios orientadores:

- O analista deve ter consciência de que os processos de calibração e validação são conduzidos em contextos particulares;
- Dependendo desse contexto, o modelo necessita de conjuntos específicos de dados relevantes;
- Quer os dados do modelo, quer os dados de campo, contêm determinadas incertezas;
- É necessário *feedback* para utilização do modelo e para desenvolvimento;
- A validação do modelo deve ser executada recorrendo a um conjunto de dados que seja independente do conjunto de dados utilizados na fase de calibração.

Assim, para realizar um determinado estudo em que seja utilizado um modelo de microsimulação de tráfego, o analista terá de identificar os dados que são relevantes para esse estudo, recolhê-los, identificar as incertezas associadas, filtrá-los adequadamente, e estabelecer dois conjuntos independentes de dados. O primeiro conjunto de dados será utilizado para a calibração dos parâmetros do modelo, enquanto o segundo será usado para a execução do modelo calibrado, e em seguida, para a validação dessa calibração do modelo.

3.3 METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DOS MODELOS

Como se referiu anteriormente, quer no processo de calibração, quer no de validação, é fundamental efetuar-se a avaliação dos resultados produzidos pelo modelo construído, através da

comparação desses resultados com os seus homólogos do sistema real. Os métodos descritos na literatura (Vasconcelos, 2004; Tavares, 2003; Shaaban & Radwan, 2005; Park & Qi, 2005; Merritt, 2004; Ben-Akiva et al., 2004; Chu, Liu, Oh, & Recker, 2004; Toledo & Koutsopoulos, 2004; Toledo et al., 2003; Ma & Abdulhai, 2002; Kim, Kim, & Rilett, 2005; Egami, Setti, & Rillet, 2004; Kim & Rilett, 2004; Dowling, Skabardonis, Halkias, McHale, & Zammit, 2004; Hourdakos, Michalopoulos, & Kottommannil, 2003; Barceló & Casas, 2004; Oketch & Carrick, 2005; Brockfeld, Kühne, & Wagner, 2005) que possibilitam essa avaliação são vários e de diferentes tipos. O método mais comum consiste no cálculo de parâmetros ou na realização de análises estatísticas utilizando os valores das variáveis modeladas em diferentes locais para os quais se dispõe dos valores observados. A estes parâmetros dá-se o nome de medidas de ajustamento. Porém, são também vulgarmente utilizadas representações gráficas dos valores das variáveis modeladas e observadas com o mesmo propósito.

3.3.1. Medidas de Ajustamento

Uma das questões chave em qualquer técnica de calibração, mas também de validação, é a comparação entre os resultados da simulação e as medições observadas das várias variáveis de tráfego. São diversas as medidas de ajustamento (*goodness-of-fit*) habitualmente utilizadas para este propósito.

De seguida serão apresentadas várias medidas de ajustamento que são utilizadas na calibração e validação de modelos de simulação microscópica de tráfego.

3.3.1.1. Medidas de ajustamento utilizadas na simulação microscópica de tráfego

Considere-se duas distribuições de uma mesma variável de tráfego, composta por N valores (correspondentes por exemplo a N locais). A primeira relativa aos valores observados e a segunda relativa aos valores obtidos no modelo de simulação. A medida mais simples para avaliar o afastamento entre o par de valores observados e modelados (ou simulados) i (em que i representa por exemplo os diferentes locais para os quais existem valores observados determinada variável que tenha sido considerada para o processo) é através da sua diferença simples, obtendo-se desta forma o erro absoluto (*absolute error* - AE). O seu valor é obtido através da diferença entre o valor modelado para a medida x_i e o seu valor observado y_i , como se pode constar da análise da equação (3.1), sendo de realçar que o sinal do valor obtido, positivo ou negativo, pode ser um importante indicador.

$$AE_i = x_i - y_i \quad (3.1)$$

em que:

- x_i - valor obtido no modelo de simulação para a variável de tráfego considerada;
- y_i - valor observado no sistema real para a variável de tráfego considerada.

A soma dos erros obtidos para os N locais resulta numa medida única, que corresponde simplesmente à diferença dos totais, obtendo-se deste modo o valor global para toda a rede:

$$AE = \sum_{i=1}^N (x_i - y_i) \quad (3.2)$$

Importa realçar que estas medidas de ajustamento apresentam várias limitações. No que respeita à medida individual, esta não fornece qualquer informação sobre a importância relativa de eventuais erros inerentes às diferenças entre observado e simulado serem de igual valor. Por exemplo, quando se comparam os seguintes dois pares de valores observados/simulados, (200, 220) e (2000, 2020), em ambos os casos o valor obtido para o erro absoluto é igual a 20. Porém, em termos relativos o erro absoluto corresponde a 10% do valor observado, enquanto no segundo caso a apenas 1%. Por outro lado, no que toca à medida global, esta não é adequada para a avaliação das diferenças individuais, visto que esta medida é afetada pelo sinal dos desvios individuais, originando desta forma um efeito de compensação dos erros que camufla o seu real impacto. As diferenças entre os valores simulados e observados ao poderem-se anular, visto que o valor simulado pode ser superior ou inferior ao observado, resulta em valores para o parâmetro que podem conduzir a conclusões erradas sobre o funcionamento do sistema.

Este efeito de compensação de erros pode ser evitado através de uma das seguintes duas formas. A primeira é através da adoção do valor absoluto da diferença entre os valores observados e simulados, e a segunda consiste em elevar a diferença entre os valores ao quadrado.

Como se referiu, uma das limitações do erro absoluto consiste no facto de não considerar a importância relativa do desvio. Uma forma de se evitar esta limitação consiste em dividir a diferença entre os valores simulado e observado pelo valor observado. A esta medida dá-se o nome de erro relativo (*percent error* - PE), na qual os valores são normalizados de forma a se remover os efeitos de escala, podendo ser expressa sob a forma de rácio ou de percentagem.

$$PE_i = \frac{x_i - y_i}{y_i} \quad (3.3)$$

onde:

x_i - valor modelado da variável de tráfego considerada;
 y_i - valor observado da variável de tráfego considerada.

Também no caso desta medida o seu valor pode ser determinado para toda a rede através de:

$$PE = \sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i - y_i}{y_i} \right) \quad (3.4)$$

Tal como sucede com o erro absoluto também o valor global do erro relativo é afetado pelo sinal dos desvios individuais, efeito, que como já se referiu, pode ser evitado de duas formas distintas.

O erro quadrático (*squared error* - SE) consiste numa medida de ajustamento em que a diferença entre os valores simulados e observados é elevada a uma potência de base dois, uma das formas de ser evitado o efeito de compensação de erros.

$$SE = \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2 \quad (3.5)$$

A outra forma de se evitar esse efeito é através da adoção do valor absoluto do desvio, usada por exemplo na medida agregada, erro médio absoluto (*mean absolute error* - MNE):

$$MNE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |x_i - y_i| \quad (3.6)$$

No entanto, apesar de se evitar a compensação dos erros, esta medida continua a ser insensível à importância relativa dos desvios. Por esta razão, Van Vuren (1996) sugere que se aplique conjuntamente com esta medida, uma outra designada de erro médio absoluto normalizado (*mean absolute normalized error* - MANE), na qual se incorpora a questão da importância relativa dos desvios:

$$MANE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|x_i - y_i|}{y_i} \quad (3.7)$$

Ainda assim, esta medida continua a apresentar limitações. Apesar de ter em consideração as questões relacionadas com a compensação dos erros e com a sua importância relativa, é uma medida insensível ao valor absoluto do erro, isto é, pode-se chegar ao mesmo resultado quando se comparam pares de valores observados/simulados de ordem de grandeza distinta. Considere-se, por exemplo, dois arcos de uma rede em que se registaram os seguintes pares de valores observados/simulados, (200, 220) e (2000, 2200), para o volume de tráfego em cada um deles. O valor obtido para a medida MANE é exatamente o mesmo nos dois casos, porém enquanto na primeira situação o arco em causa apresenta condições de circulação fluida, em que o impacto da diferença no sistema é mínimo, a segunda já pode corresponder a uma situação em que o arco está próximo da saturação, e por conseguinte pequenas alterações podem ter um impacto muito significativo nas condições de circulação, com consequentes repercussões na análise dos resultados obtidos pelo modelo.

Uma variante a esta medida é utilizada por Egami et al. (2004) e Kim e Rilett (2004) para avaliar a qualidade dos resultados obtidos por simulação em relação aos valores observados, num processo de calibração automática de um simulador de tráfego, no qual recorrem a um algoritmo genético para resolverem o problema de otimização subjacente à obtenção dos parâmetros de calibração. A medida utilizada consiste em utilizar o erro médio absoluto normalizado (*mean absolute normalized error* - MANE) numa função exponencial a que se deu o nome de exponencial do erro médio absoluto normalizado (*exponential mean absolute normalized error* - EMANE):

$$EMANE = A \cdot e^{(-B \cdot MANE)} \quad (3.8)$$

com,

$$MANE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|x_i - y_i|}{y_i} \quad (3.9)$$

em que:

A e B - são constantes iguais a 100 e 5, respetivamente.

A medida EMANE assim definida apresenta valores a varia entre 0 e 100, de tal forma que, quanto mais próximo de 100, menor é a diferença entre os valores simulados e observados.

Duas outras medidas também utilizadas na avaliação do desempenho global de modelos de microscópicos de simulação de tráfego são o erro médio (*mean error* - ME) e o erro médio

normalizado (*mean normalized error* - MNE). Estas medidas são capazes de indicar a existência sistemática de uma estimativa por defeito ou por excesso (Toledo & Koutsopoulos, 2004). Os seus valores podem ser calculados por:

$$ME = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i) \quad (3.10)$$

$$MNE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i - y_i}{y_i} \right) \quad (3.11)$$

A sua utilidade é maior quando aplicadas separadamente a medições efetuadas num determinado local ou instante, em vez de o ser a todas as medições em conjunto. Deste modo, estas medidas são capazes de facultar uma visão da distribuição espacial e temporal dos erros, possibilitando a identificação de deficiências no modelo (Toledo & Koutsopoulos, 2004).

De entre as medidas de ajustamento que habitualmente são utilizadas para avaliar o desempenho global dos modelos de simulação, dois dos mais populares (Barceló & Casas, 2002; Toledo & Koutsopoulos, 2004) são a raiz do erro quadrático médio (*root mean squared error* - RMSE) e a raiz do erro quadrático médio normalizado (*root mean squared normalized error* - RMNSE), esta última também conhecida por raiz do erro quadrático médio relativo (*root mean squared percent error* - RMSPE, ou simplesmente por RMSP). As suas formulações matemáticas são as seguintes:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2} \quad (3.12)$$

$$RMNSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i - y_i}{y_i} \right)^2} \quad (3.13)$$

Em ambas a compensação dos erros é efetuada recorrendo à potência de base dois, o que, para além de evitar esse efeito, origina uma penalização significativamente superior dos grandes erros relativamente aos pequenos erros. Esta é uma característica que tem o interesse de realçar a variabilidade dos desvios e a particularidade de ser muito sensível aos erros grosseiros (Barceló & Casas, 2002). A única diferença entre ambas reside na incorporação da problemática da importância relativa dos desvios na medida RMNSE, sendo então a primeira calculada em termos absolutos e a segunda em termos relativos. Estas duas medidas de

ajustamento são importantes pois fornecem uma estimativa inicial, razoavelmente boa, do grau de ajustamento existente entre os valores simulados e observados.

As duas medidas de ajustamento apresentadas de seguida correspondem a medidas que possuem sensibilidade quer às diferenças absolutas, quer às relativas. A primeira é a que normalmente é utilizada no teste estatístico chi-quadrado (χ^2):

$$\chi^2 = \frac{(x_i - y_i)^2}{y_i} \quad (3.14)$$

Inspirada nesta medida surgiu a designada “Estatística” GEH (*GEH statistic*), cujo valor pode ser determinado para apenas um par de valores observados/simulados, por exemplo para uma secção da rede, ou em alternativa para toda a rede em análise, designando-se neste caso de medida GEHM, que mais não é do que a média dos valores de GEH obtidos para todos os locais da rede considerados para esse cálculo.

$$GEH = \sqrt{\frac{2(x_i - y_i)^2}{x_i + y_i}} \quad (3.15)$$

$$GEHM = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \sqrt{\frac{2(x_i - y_i)^2}{x_i + y_i}} \quad (3.16)$$

A estatística GEH é uma medida empírica, que foi formulada por Geoff E. Hovers (daí a origem do seu nome) enquanto este trabalhava como planeador de transportes na Câmara de Londres durante os anos 70 do século passado (Van Vliet, 2002). A sua formulação deve ser interpretada como sendo a raiz quadrada do produto da diferença absoluta ($x_i - y_i$) pela diferença relativa $\left(\frac{(x_i - y_i)}{(x_i + y_i)/2} \right)$, podendo-se desta forma afirmar que a estatística GEH incorpora os erros absolutos bem como os relativos (Tavares, 2003). De notar que a diferença relativa é calculada considerando no denominador o valor médio entre os valores simulado e observado, de modo a serem evitados possíveis problemas provocados por qualquer destes valores poder ser nulo. Esta formulação possibilita que esta medida seja menos sensível aos problemas que têm vindo a ser referidos, quando apenas se usam as diferenças absolutas e/ou relativas.

Aqui reside o interesse da sua utilização, uma vez que as expectativas dos analistas são respeitadas. Para ilustrar isto, considere-se o seguinte exemplo onde se obtiveram os seguintes dois pares de valores simulados/observados para o volume de tráfego em dois locais de uma

estrada, (130 veíc./h, 100 veíc./h), (1100 veíc./h, 1000 veíc./h). Em ambos os casos o GEH é aproximadamente igual a 3. Ora, será defensável que uma diferença de 30 veículos/hora, quando os volumes de tráfego são da ordem dos 100 veículos/hora (erro de 30%), é tão grave como uma diferença de 100 veículos/hora quando esses volumes são da ordem dos 1000 veículos/hora (10%). É isto mesmo que a estatística GEH reflete e que pode ser facilmente observado a partir da análise da Figura 3.3 (Vasconcelos, 2004).

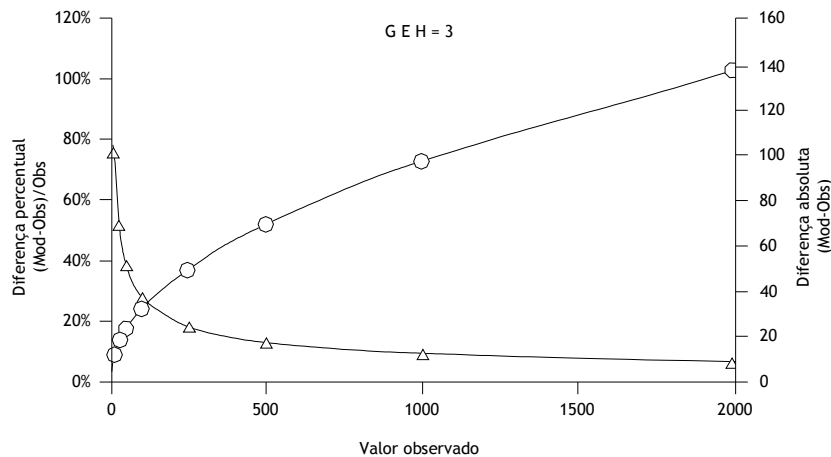


Figura 3.3 - Medida GEH: evolução das diferenças percentuais e absolutas (Vasconcelos, 2004)

Obviamente que quanto mais próximo de 0 for o valor de GEH obtido para um par de valores, melhor será o modelo. Em termos práticos considera-se que um valor de $GEH < 5$ indica que o ajuste entre os valores simulados e os observados é adequado, podendo nestes casos assumir-se que o modelo de microsimulação de tráfego reproduz convenientemente o sistema real.

O coeficiente de correlação amostral (*correlation coefficient* - r) é outra das medidas de ajustamento muito populares para medir a robustez da relação linear entre as valores das variáveis de tráfego simulados e observados no sistema real (Hourdakakis et al., 2003), e é definida por:

$$r = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \frac{(x_i - \bar{x}) - (y_i - \bar{y})}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \quad (3.17)$$

onde:

- \bar{x}_i - média dos valores simulados para a variável de tráfego considerada;
- \bar{y}_i - média dos valores observados para a variável de tráfego considerada;
- σ_x - desvio padrão dos valores simulados para a variável de tráfego considerada;
- σ_y - desvio padrão dos valores observados para a variável de tráfego considerada.

Esta medida de ajustamento, que varia entre -1 e 1, fornece o grau de associação linear entre duas variáveis. O sinal e o valor absoluto do coeficiente de correlação amostral, r , fornecem informações muito importantes sobre o sentido e a intensidade da relação linear entre as duas variáveis. Assim, um r com sinal positivo significa que as variáveis variam no mesmo sentido, enquanto se este for negativo elas variam no sentido inverso. Relativamente ao valor absoluto de r , este dá a intensidade da relação linear. Assim, quanto maior o seu valor mais intensa é a relação linear entre as duas variáveis, sendo que um valor de $r=0$ significa que não existe relação linear entre elas, o que não significa que não exista uma de outro tipo.

Finalmente, a medida desenvolvida por Theil (1961) no seu trabalho sobre previsão económica e à qual deu o nome de Coeficiente de Desigualdade de Theil. Segundo Hourdakakis et al. (2003) constitui uma medida de ajustamento mais sensível e precisa do que o RMSNE ou o coeficiente de correlação amostral (r). Uma das suas principais vantagens é a possibilidade de poder ser decomposta em três outras medidas que possibilitam a obtenção de informação específica sobre a natureza do erro e semelhança entre as duas séries de dados, a observada e a simulada. O Coeficiente de Desigualdade de Theil (U) é definido por:

$$U = \frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2}}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2} + \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y_i^2}} \quad (3.18)$$

Este coeficiente toma valores compreendidos entre 0 e 1, sendo o seu significado o seguinte:

- Se $U=0$, os valores simulados são iguais aos observados para todos os pares, logo o modelo construído é perfeito, pois reproduz na perfeição as condições do sistema real;
- Se $U=1$, os valores simulados são de tal forma diferentes dos valores observados que não existe qualquer relação entre ambos e por conseguinte o ajuste é o pior possível, não reproduzindo o modelo, de todo, a realidade.

Relativamente à decomposição do coeficiente de desigualdade de Theil nas três parcelas que permitem conhecer a contribuição de cada tipo de erro da modelação, esta é conseguida a partir do quadrado do numerador da equação de U , como se pode verificar da análise da expressão (3.19).

$$\left(\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2} \right)^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2 = (\bar{x} - \bar{y})^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 2(1-r) \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y \quad (3.19)$$

em que:

- \bar{x}_i - média da série de valores simulados;
- \bar{y}_i - média da série de valores observados;
- σ_x - desvio padrão da série de valores simulados;
- σ_y - desvio padrão da série de valores observados;
- r - coeficiente de correlação entre as duas séries.

Com base nesta equação, podem então ser derivadas as três componentes que compõem o coeficiente de desigualdade de Theil, as quais caracterizam as seguintes proporções de desigualdade: de desvio (U_M), da variância (U_S) e da covariância (U_C), e que podem ser usadas para medir diferentes aspectos dos erros entre os valores simulados e os observados das variáveis que representam as condições de tráfego. Essas três componentes são definidas da seguinte forma:

$$U_M = \frac{N(\bar{x} - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2} \quad (3.20)$$

$$U_S = \frac{N(\sigma_x - \sigma_y)^2}{\sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2} \quad (3.21)$$

$$U_C = \frac{2(1-r) \cdot N \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y}{\sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2} \quad (3.22)$$

onde:

- U_M - proporção de desvio;
- U_S - proporção da variância;
- U_C - proporção da covariância.

De notar que:

$$U_M + U_S + U_C = 1 \quad (3.23)$$

Cada uma destas proporções tem o seguinte significado. A proporção de desvio reflete a existência de erros sistemáticos, e pode ser usada, por exemplo, para determinar sobre ou subestimações consistentes nas contagens de veículos, causadas por excesso ou perdas de

veículos na simulação. Por sua vez, a proporção da variância indica quão bem o modelo de simulação é capaz de reproduzir a variabilidade dos dados observados, isto é, pode ser usada para medir qual a capacidade do modelo em replicar o grau de variabilidade (flutuações) dos valores observados no sistema real (Hourdakis et al. 2003). Relativamente a estas duas proporções, para que o modelo de simulação possa ser considerado representativo, os seus valores devem ser o mais pequenos possível, ou seja, próximos de 0, enquanto a proporção da covariância mede o erro remanescente, ou seja, a presença de erros não sistemáticos, e portanto o seu valor deve ser próximo de 1 (Toledo & Koutsopoulos, 2004).

Importa realçar que apesar da medida U ter a particularidade interessante de permitir a desagregação do erro, apresenta o inconveniente de não fazer qualquer sentido a sua aplicação a pares isolados de valores simulados/observados, o que diminui o interesse na sua utilização em determinadas aplicações (Vasconcelos, 2004).

Apesar de não constituírem medidas de ajustamento, é fundamental mencionar que têm vindo a ser utilizados ou referidos por alguns autores (Kim et al., 2005; Toledo & Koutsopoulos, 2004) alguns testes estatísticos pertencentes ao conjunto de testes clássicos de hipóteses, como são exemplos, o teste t-student ou o teste de Kolmogorov-Smirnov para duas amostras de dados (neste caso, os valores simulados e os observados), nos processos de calibração e/ou validação de modelos microscópicos de simulação de tráfego.

No Quadro 3.1 apresenta-se um resumo das principais medidas de ajustamento que foram descritas até aqui e que têm vindo a ser utilizadas em diversas metodologias de calibração e/ou validação propostas por vários autores.

Quadro 3.1 - Medidas de ajustamento (adaptado de Hollander & Liu, 2008)

NOME DA MEDIDA DE AJUSTAMENTO	FORMULAÇÃO MATEMÁTICA	UTILIZADO POR	COMENTÁRIOS
Erro absoluto - <i>Absolute error</i> (AE)	$x_i - y_i$	Vasconcelos (2004); Tavares (2003)	Aplicado quer a um único par de medições observadas/ simuladas, quer a medições agregadas a toda a rede
Erro relativo - <i>Percent error</i> (PE)	$\frac{x_i - y_i}{y_i}$	Shaaban e Radwan (2005), Park e Qi (2005), Merritt (2004)	Aplicado quer a um único par de medições observadas/ simuladas, quer a medições agregadas a toda a rede

NOME DA MEDIDA DE AJUSTAMENTO	FORMULAÇÃO MATEMÁTICA	UTILIZADO POR	COMENTÁRIOS
Erro quadrático - <i>Squared error</i> (SE)	$\sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2$	Ben-Akiva et al. (2004), Chu et al. (2004)	-
Erro médio - <i>Mean Error</i> (ME)	$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)$	Toledo e Koutsopoulos (2004)	Indica a existência de um desvio sistemático. Útil quando aplicado separadamente a medições em cada local
Erro médio normalizado - <i>Mean normalized error</i> (MNE)	$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i - y_i}{y_i} \right)$	Toledo et al. (2003), Toledo e Koutsopoulos (2004), Chu et al. (2004)	Indica a existência de um desvio sistemático. Útil quando aplicado separadamente a medições em cada local
Erro médio absoluto - <i>Mean absolute error</i> (MAE)	$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i - y_i $	Ma e Abdulhai (2002)	Não é particularmente sensível a grandes erros
Erro médio absoluto normalizado - <i>Mean absolute normalized error</i> (MANE)	$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{ x_i - y_i }{y_i}$	Ma e Abdulhai (2002), Kim e Rilett (2003), Merritt (2004), Kim et al. (2005)	Não é particularmente sensível a grandes erros
Exponencial do erro médio absoluto normalizado - <i>Mean absolute normalized error</i> (EMANE)	$EMANE = A \cdot e^{\left(-B \cdot \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{ x_i - y_i }{y_i} \right)}$	Egami et al. (2004), Kim e Rilett (2004)	Usado como função de aptidão num algoritmo genético
Raiz do erro quadrático médio - <i>Root mean squared error</i> (RMSE)	$\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2}$	Toledo e Koutsopoulos (2004), Dowling et al. (2004)	Grandes erros são fortemente penalizados. Por vezes surge sob a forma de erro quadrático médio, sem o sinal de raiz quadrada
Raiz do erro quadrático médio normalizado - <i>Root mean squared normalized error</i> (RMSNE)	$\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i - y_i}{y_i} \right)^2}$	Hourdakis et al. (2003), Toledo et al. (2003), Toledo e Koutsopoulos (2004), Ma e Abdulhai (2002)	Grandes erros são fortemente penalizados
“Estatística” GEH - <i>GEH statistic</i>	$\sqrt{\frac{2(x_i - y_i)^2}{x_i + y_i}}$	Barceló e Casas (2004), Chu et al. (2004), Oketch e Carrick (2005)	Aplicado a um único par de valores observados/simulados. GEH < 5 indica um bom ajuste

NOME DA MEDIDA DE AJUSTAMENTO	FORMULAÇÃO MATEMÁTICA	UTILIZADO POR	COMENTÁRIOS
Coeficiente de correlação amostral - <i>Correlation coefficient</i> (r)	$\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \frac{(x_i - \bar{x}) - (y_i - \bar{y})}{\sigma_x \cdot \sigma_y}$	Hourdakis et al. (2003)	-
Coeficiente de desigualdade de Theil - <i>Theil's inequality coefficient</i> (U)	$\frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2}}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2} + \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y_i^2}}$	Ma e Abdulhai (2002), Hourdakis et al. (2003), Toledo e Koutsopoulos (2004), Barceló e Casas (2004), Brockfeld et al. (2005)	Combina os efeitos de todas as três proporções de erro de Theil (U _M , U _S , U _C). U = 0 indica um ajuste perfeito, U = 1 indica o pior ajuste possível
Proporção de desvio de Theil - <i>Theil's bias proportion</i> (U _M)	$\frac{N(\bar{x} - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2}$	Hourdakis et al. (2003), Barceló e Casas (2004), Brockfeld et al. (2005)	Um valor elevado implica a existência de um desvio sistemático. U _M = 0 indica um ajuste perfeito, U _M = 1 indica o pior ajuste possível
Proporção de variância de Theil - <i>Theil's variance proportion</i> (U _S)	$\frac{N(\sigma_x - \sigma_y)^2}{\sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2}$	Hourdakis et al. (2003), Barceló e Casas (2004), Brockfeld et al. (2005)	Um valor elevado significa que a distribuição das medidas simuladas é significativamente diferente da dos dados observados. U _S = 0 indica um ajuste perfeito, U _S = 1 indica o pior ajuste possível
Proporção de covariância de Theil - <i>Theil's covariance proportion</i> (U _C)	$\frac{2(1-r) \cdot N \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y}{\sum_{i=1}^N (x_i - y_i)^2}$	Hourdakis et al. (2003), Barceló e Casas (2004)	Um valor baixo implica a existência de erros não sistemáticos. U _C = 1 indica um ajuste perfeito, U _C = 0 indica o pior ajuste possível. O parâmetro r corresponde ao coeficiente de correlação
Teste de Kolmogorov-Smirnov	$\max(F_x - F_y)$	Kim et al. (2005)	F é a função densidade de probabilidade acumulada de x ou de y
Significado das variáveis:			
x _i – medição simulada;		\bar{x} , \bar{y} - média da amostra;	
y _i – medição observada;		σ_x , σ_y – desvio padrão da amostra	
N – número de medições;		A e B – constantes.	

Segundo Hollander e Liu (2008), é importante realçar os seguintes aspetos relacionados com as medidas de ajustamento apresentadas:

- A maioria das medidas apresentadas será capaz de identificar ajustes fracos entre as tendências centrais das amostras comparadas, enquanto apenas algumas dessas medidas (especialmente os indicadores de Theil) são sensíveis à variância e covariância. Estas últimas devem ser usadas quando o modelo é calibrado para ser usado para análises de variação;
- Algumas das medidas (nomeadamente as medidas de ajustamento AE, PE, ME, MNE) podem produzir erros de valor semelhante, mas de sinal contrário entre si. Estas medidas são úteis para a deteção de erros sistemáticos, mas a sua utilização deve ser evitada em procedimentos de calibração, pois podem originar conclusões erróneas devido à anulação dos erros produzidos (erros de valor absoluto igual, mas com sinais contrários);
- Algumas das medidas de ajustamento (designadamente as medidas MAE, MANE) utilizam o valor absoluto da diferença entre as medidas observadas e simuladas. Deste modo, consideram-se pesos iguais para todos os erros. Outras medidas (mais concretamente as medidas de ajustamento SE, RMSE, RMSNE) dependem da diferença entre os valores simulados e observados ao quadrado e, portanto, penalizam mais fortemente os grandes erros. No contexto específico que é a modelação estocástica de tráfego, penalizar erros de valor pequeno é errado devido à própria natureza estocástica do modelo. Isto poderia levar a um modelo demasiado pormenorizado em que os processos de validação e calibração seriam de difícil exequibilidade, uma vez que as pequenas flutuações em torno da média estão na natureza dos fenómenos de tráfego. O recurso à utilização do quadrado do erro mostra-se assim mais adequada, sendo no entanto surpreendente o facto de nenhuma das medidas comumente utilizadas apresentar uma potência superior a 2. Como alternativa, o efeito dos erros pequenos pode também ser evitado através da análise da função densidade de probabilidade (como no teste de Kolmogorov-Smirnov (teste K-S)) ao invés de se analisar diretamente cada observação.

3.3.1.2. Representações gráficas

A comparação entre os valores simulados e observados de um determinada variável de tráfego, fundamental para os processos de calibração e de validação, é muitas vezes efetuada com o recurso a representações gráficas, que de forma expedita, possibilitam a deteção visual de

discrepâncias entre os valores registados (Figura 3.4).

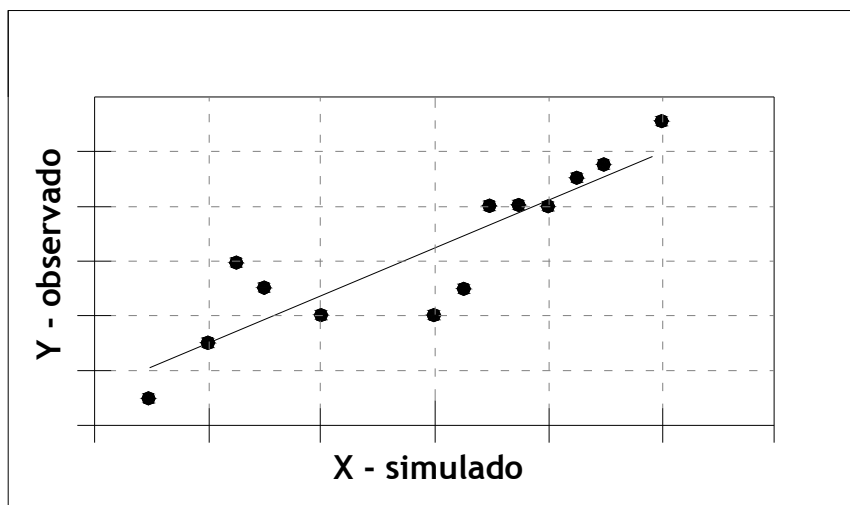


Figura 3.4 - Representação gráfica dos valores simulados e observados
(adaptado de Tavares, 2003)

No entanto a simples deteção visual das discrepâncias não é suficiente para se inferir com rigor o grau com que os valores simulados e observados se encontram relacionados. A forma mais simples de se verificar essa relação é através da representação desses valores num gráfico semelhante ao da Figura 3.4 e de seguida efetuar a sua regressão linear do tipo:

$$Y = a + b \cdot X \quad (3.24)$$

em que:

- Y - valor observado;
- X - valor simulado;
- a - ordenada na origem;
- b - declive da reta.

Esta regressão é efetuada ajustando uma reta aos pontos através, por exemplo, do método dos mínimos quadrados.

No caso dos valores simulados serem iguais aos valores observados, ou seja, de a correlação entre ambos ser perfeita (hipótese que representa a melhor correlação possível entre os resultados do modelo de simulação e do sistema real que pretende representar), os valores das constantes a e b serão respetivamente 0 e 1. Significa isto que quanto mais próximos os pontos, que representam os pares de valores simulados/observados, dessa reta melhor será a qualidade da simulação. Essa qualidade pode ser determinada quantitativamente por intermédio do coeficiente de determinação (r^2), sendo tanto melhor quanto mais próximo o seu valor se

encontrar de 1. A Figura 3.5 ilustra um exemplo de um gráfico de dispersão de valores observados versus simulados, com uma reta de regressão do tipo $Y=X$.

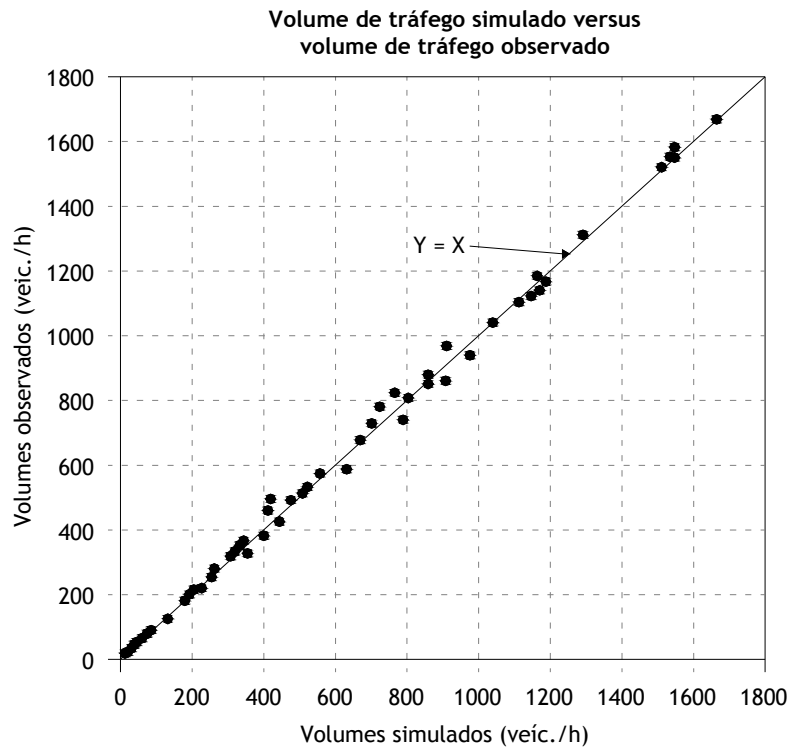


Figura 3.5 - Exemplo de um gráfico de dispersão de valores observados vs simulados, com uma reta de regressão do tipo $Y=X$ (adaptado de Barceló & Casas, 2004)

No entanto, isto raramente acontece e as constantes a e b são habitualmente diferentes de 0 e 1. Nestas situações, os valores destas constantes fornecem algumas informações, sobre a qualidade do modelo de simulação, que podem ser úteis. Assim, se se verificarem diferenças muito significativas nos valores de a e b (relativamente aos valores ideais de $a=0$ e $b=1$) tal pode significar a ocorrência de erros sistemáticos, por exemplo devidos a uma matriz OD subestimada (Vasconcelos, 2004). Para além disto, o valor do declive da reta de regressão (b) fornece indicações no sentido de se saber se os valores simulados estão a ser sobre ou subestimados. Um outro aspeto que merece especial atenção, diz respeito ao valor do coeficiente de determinação (r^2), uma vez que esta medida representa a proporção da variabilidade que é explicada pelo modelo e consequentemente o seu valor deve ser próximo de 1.

A Figura 3.6 ilustra um exemplo no qual se recorreu a um gráfico de dispersão de valores observados e simulados (Barceló e Casas, 2004). Os pontos representados correspondem a

pares de valores de volumes de tráfego observados/simulados, em 76 estações de detecção para um período de 1 hora, tendo-se determinado a respetiva reta de regressão e definido um intervalo de confiança de 95%.

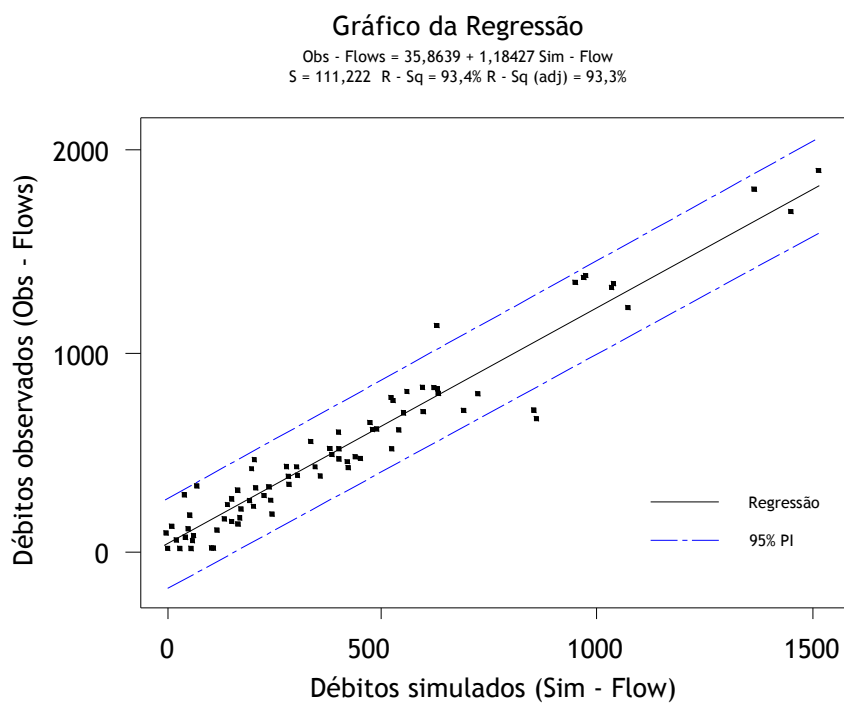


Figura 3.6 - Exemplo de uma análise por gráfico de dispersão de valores observados e simulados (adaptado de Barceló & Casas, 2004)

Os resultados desta análise revelaram um valor para o coeficiente de determinação (r^2) de 0,934, e ainda que apenas três pontos se encontravam fora do banda correspondente ao intervalo de confiança de 95%, permitindo concluir que o modelo poderia ser aceite como significativamente próximo da realidade.

Uma outra alternativa para a avaliação do modelo que se inclui no grupo das representações gráficas é a análise de bandas (Barceló & Casas, 2004). Este tipo de análise é possível quando se dispõe de equipamentos de recolha de dados do tipo automático, que possibilitam a recolha de dados de tráfego para longos períodos de tempo (por exemplo, a recolha dos volumes de tráfego para n dias úteis durante a ponta da manhã, das 7h às 9h), que permite a obtenção de um padrão de valores observado. Com esses dados é realizável uma comparação entre esse padrão de valores medidos em campo e um de valores simulados, resultantes de reproduções independentes do modelo de simulação. Essa comparação consiste no confronto desses dois padrões que assumem a forma de séries temporais, que pode ser efetuada de três formas distintas (Figura 3.7) (Barceló & Casas, 2004):

- Caso 1 - As duas séries são representadas por valores singulares ou médios;
- Caso 2 - Uma das séries é representada por valores médios e a outra sob a forma de banda;
- Caso 3 - Ambas as séries são representadas sob a forma de bandas.

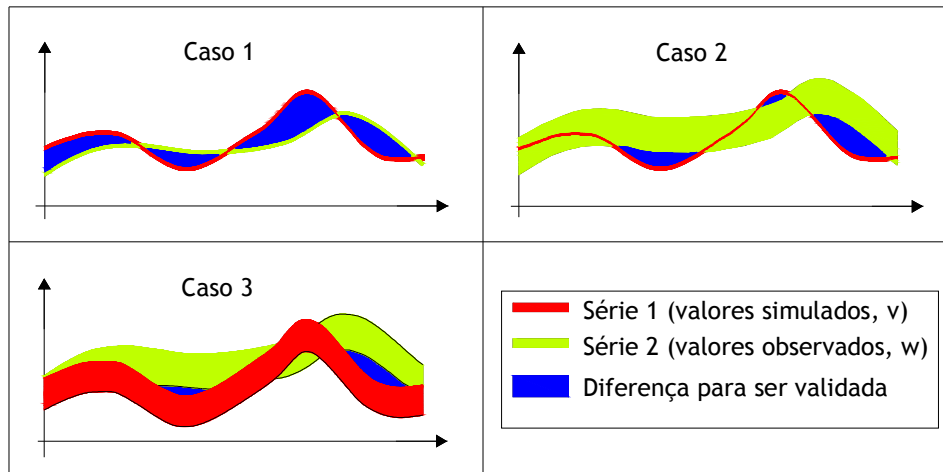


Figura 3.7 - Possibilidade de comparação das séries (adaptado de Barceló & Casas, 2004)

As áreas a azul correspondem às diferenças entre os valores simulados e os observados, sendo por isso limitadas por essas séries. Para que o modelo seja considerado representativo a área total a azul deve ser a menor possível, podendo ser utilizadas técnicas estatísticas para se realizar a comparação quantitativa entre as séries, nos termos anteriormente apresentados.

3.3.1.3. Critérios de aceitação de algumas das medidas de ajustamento

Durante a persecução dos processos de calibração e de validação é fundamental a comparação dos valores simulados com os valores observados em campo. Aliás, o objetivo da calibração de um modelo é a obtenção da melhor correspondência possível entre as estimativas de desempenho do modelo e as medições efetuadas no campo do desempenho do sistema real. Como se viu, a análise comparativa entre esses valores deve ser levada a cabo através de medidas de ajustamento. No entanto, há limites para o tempo que é empregue e para os esforços que são desenvolvidos no sentido de eliminar o erro (em termos dessas diferenças de desempenho) no modelo. Chega-se a um ponto em que o retorno em termos de melhoria de precisão é cada vez menor relativamente ao investimento em esforços que são necessários dispendir no sentido dessa melhoria. Os esforços são elevados mas as melhorias na precisão são diminutas (Dowling et al., 2004). O analista/modelador terá assim que ser capaz de saber quando

deverá parar o processo. É este o propósito da existência e adoção de critérios de calibração de um modelo. Estes critérios consistem, geralmente, na definição de valores mínimos para as medidas de ajustamento e que têm de ser atingidos para que sejam aceites como satisfatórios os resultados das análises comparativas entre valores simulados e observado em campo. Estes traduzem-se em valores admissíveis para as medidas de ajustamento.

Os critérios de calibração são desenvolvidos com base nos requisitos mínimos de desempenho que se pretendem para o modelo de microssimulação, tendo em consideração os recursos disponíveis. Esses critérios irão variar em função da finalidade para a qual o modelo de microssimulação é desenvolvido e dos recursos que se encontram ao dispor do analista/modelador (Dowling et al., 2004). De seguida apresentam-se alguns dos critérios definidos para algumas das medidas de ajustamento anteriormente apresentadas e que têm vindo a ser utilizados.

Hourdakis et al. (2003) consideram que durante a fase de calibração global do modelo, como primeira aproximação, o principal objetivo deve ser atingir para os seguintes critérios para cada uma das medidas de ajustamento indicadas:

- Raiz do erro quadrático médio normalizado (RMNSE) $< 15\%$;
- Coeficiente de correlação amostral (r) $> 0,8$;
- Coeficiente de desigualdade de Theil (U) $< 0,3$.

Relativamente a esta última medida de ajustamento, como foi referido anteriormente, ela pode ser decomposta em três parcelas correspondentes às seguintes proporções de desigualdade: de desvio (U_M), da variância (U_S) e da covariância (U_C). Ora, Hourdakis et al. (2003) consideram que para que o modelo de simulação microscópica de tráfego seja considerado representativo do sistema real, o coeficiente de desigualdade de Theil (U) deve ser inferior a 0,3, mas os valores das proporções de desvio (U_M) e da variância (U_S) devem assumir valores próximos de zero e, consequentemente, a proporção da covariância (U_C) deve ser um valor próximo da unidade. Assim, os critérios relativos aos valores das proporções de desigualdade de Theil são os seguintes (Hourdakis et al., 2003):

- Proporção de desvio (U_M) $< 0,1$;
- Proporção da variância (U_S) $< 0,1$;
- Proporção da covariância (U_C) $> 0,9$.

No Quadro 3.2 encontram-se resumidos os significados de algumas situações que podem surgir durante a modelação e em que não são cumpridos os critérios relativos às proporções de desigualdade de Theil.

Quadro 3.2 - Significados dos valores das três componentes de U
(adaptado de Hourdakis et al., 2003)

U_M	U_S	U_C	SIGNIFICADO
> 0,1	-	-	Indica uma consistente perda/excesso de veículos que pode ser o resultado de dados de procura errados na entrada anterior ao detetor analisado, ou devido a um erro no número de veículos que estão a sair antes desse detetor
> 0,1	-	< 0,9	No caso de um detetor apresentar estes valores e o detetor seguinte possuir um valor satisfatório de U_C , isto significa a existência de um estrangulamento (<i>bottleneck</i>) entre esses dois detetores, que pode ser real ou então gerado pelo modelo. Este problema pode ser resolvido através da calibração dos parâmetros locais
> 0,1	-	< 0,9	Significa a existência de um erro no comportamento dos veículos, que pode ser atribuído a valores incorretos nos parâmetros de aceleração/desaceleração, e de um erro nos volumes de saída na saída anterior
> 0,1	> 0,1	< 0,9	Reflete uma grande variabilidade, quer nos volumes simulados, quer nos volumes observados, que pode ser causada pelo facto dos condutores estarem a conduzir demasiados próximos uns dos outros. Nestes casos é apropriado ajustar os valores da aceleração e da desaceleração

Nota - Os valores a negrito indicam qual o critério dominante.

Uma das medidas de ajustamento que tem sido mais utilizada para aferir da qualidade dos resultados dos modelos de simulação microscópica de tráfego é a “estatística” ou índice GEH.

O valor de GEH obtido para um determinado par de valores fornece as seguintes indicações sobre a qualidade do ajuste efetuado (Oketch & Carrick, 2005; Habtemichael & Picado-Santos, 2012):

- $GEH < 5$ - os valores simulados são próximos dos observados. O ajuste pode ser considerado como adequado;
- $5 \leq GEH \leq 10$ - os valores simulados já são algo afastados dos observados. É necessária uma investigação mais aprofundada sobre a causa dos desvios;
- $10 < GEH$ - os valores simulados são muito diferentes dos observados. O ajuste não pode ser considerado como bom.

Geralmente numa rede existe mais do que um local onde são comparados os resultados do modelo com os respetivos valores obtidos em campo. Assim, considera-se que o modelo se encontra bem calibrado e/ou validado quando o índice GEH é inferior a 5 para 85% dos casos analisados (HMSO, 1996).

Barceló e Casas (2004), propõem o seguinte algoritmo de cálculo do índice GEH para n pares de valores (observados/simulados):

```

For i=1 to n calculate
    
$$GEH_i = \sqrt{\frac{2(x_i - y_i)^2}{x_i + y_i}}$$

    If GEHi < 5 then GEHi = 1
    Otherwise GEHi = 0
Endif
Endfor
Let  $GEH = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n GEH_i$ 
    If GEH ≥ 85% then ACCEPT the model
    Otherwise REJECT the model
Endif

```

Recorrendo a este algoritmo é possível verificar, de uma forma simples, se a calibração ou a validação de um modelo são aceitáveis ou não.

A FHWA (2004b) nas linhas orientadoras que definiu para o uso de ferramentas de microssimulação de tráfego, refere a importância da adoção e definição de critérios de calibração. Nesse trabalho é apresentado o exemplo dos critérios de calibração que foram desenvolvidos pelo Departamento de Transportes do Wisconsin (Quadro 3.3), para uso no seu modelo de simulação do sistema de autoestradas do Milwaukee (WDoT, 2002). Estes critérios tiveram por base as recomendações desenvolvidas no Reino Unido pelo Departamento de Transportes (Department for Transport) (HMSO, 1996).

Outros critérios podem ser definidos em função dos objetivos pretendidos e das medidas de ajustamento consideradas, devendo o analista/modelador ter em consideração nessa definição os aspetos referidos anteriormente, designadamente, a precisão requerida e o tempo e esforço que está disposto a empreender na obtenção de uma solução o mais próxima possível do observado no sistema real.

Quadro 3.3 - Critérios de calibração para modelos de autoestradas do Departamento de transportes do Wisconsin (WDoT, 2002)

CRITÉRIOS E MEDIDAS	CONDIÇÕES DE ACEITAÇÃO PARA CALIBRAÇÃO
Fluxos horários, Simulados vs Observados	
Dentro de 15%, para 700 veíc./h < Q < 2700 veíc./h	> 85 % dos casos
Dentro de 100 veíc./h, para Q < 700 veíc./h	> 85 % dos casos
Dentro de 400 veíc./h, para Q > 2700 veíc./h	> 85 % dos casos
Somatório dos fluxos de todos os arcos	Dentro de 5% do somatório de todas as contagens nos arcos
Estatística GEH < 5 para os fluxos nos arcos individualmente	> 85 % dos casos
Estatística GEH para o somatório dos fluxos de todos os arcos	GEH < 4 para o somatório de todas as contagens nos arcos
Tempos de percurso, Simulados vs Observados	
Tempos de percurso na rede dentro de 15% (ou 1 minuto, se for superior)	> 85 % dos casos
Auditorias visuais	
Velocidades individuais nos arcos - relação velocidade-fluxo visualmente aceitável	Satisfação do analista
Estrangulamentos - filas de espera visualmente aceitáveis	Satisfação do analista

3.3.2. Procedimentos/Metodologias de Calibração

Os procedimentos ou metodologias de calibração e de validação que se encontram descritas na literatura não são de todo consensuais, apesar de haver entre alguns deles pontos de contacto. Muitas delas diferem entre si quer em termos de questões de princípio, tais como o seu objetivo e âmbito, quer em termos de questões técnicas, tais como a sua formulação e abordagem de solução (Hollander & Liu, 2008).

O processo de calibração envolve a revisão e ajuste de numerosos parâmetros do modelo (potencialmente da ordem das centenas), cada um deles com impacto nos resultados da simulação de uma forma que frequentemente é altamente correlacionável com o de outros (FHWA, 2004b; Dowling et al., 2004). Deste modo, caso não haja uma metodologia para a realização deste processo, o analista/modelador pode facilmente ficar preso num processo circular sem fim, no qual resolve um problema mas logo a seguir lhe surge um outro noutro local qualquer. É pois essencial dividir o processo de calibração numa sequência lógica de etapas, ou

seja possuir uma estratégia para a calibração (Dowling et al., 2004).

Para facilitar o processo e torná-lo mais prático, é conveniente dividir os parâmetros de calibração em duas categorias (FHWA, 2004b). Numa o analista/modelador agrupa os parâmetros cujos valores conhece e que por isso não deseja ajustar, e na outra inclui aqueles de que tem menos certeza e que portanto deseja ajustar os seus valores. O objetivo é manter o segundo conjunto o mais pequeno possível de forma a minimizar os esforços necessários na calibração (FHWA, 2004b).

Uma referência deve ser feita ao modo como são encontrados os valores dos parâmetros de calibração. A forma mais usual é através de um processo de tentativa erro, no qual o analista/modelador vai alterando os valores dos parâmetros e os vai ajustando em função dos resultados produzidos pelo modelo. Claro está que este é um processo moroso que pode levar em alguns casos meses a ser cumprido (Hourdakakis et al., 2003). A alternativa consiste em tornar o processo de calibração automático, recorrendo para o efeito a métodos que envolvem técnicas de otimização (Hourdakakis et al., 2003). Neste caso o problema de otimização consiste em alterar os valores dos parâmetros de calibração com o objetivo de minimizar uma determinada função objetivo (por exemplo a soma dos desvios entre volumes de tráfego simulados e observados). A grande dificuldade reside no facto dessa função objetivo não ser explicitamente função dos parâmetros de calibração, pelo que se tem recorrido a técnicas de programação não-lineares (Hourdakakis et al., 2003). Nos últimos anos tem vindo a ser estudado o recurso a algoritmos genéticos com o objetivo de efetuar a calibração automática deste tipo de modelos (Egami et al., 2004).

De seguida serão apresentadas algumas das metodologias ou procedimentos de calibração, bem como algumas orientações que deverão ser consideradas, que se encontram descritas na literatura e cuja aplicação se encontra de alguma forma validada pela prática.

3.3.2.1. Metodologia proposta pela FHWA

A *Federal Highway Administration* publicou em 2004 um conjunto um documento intitulado *Traffic Analysis Toolbox* (FHWA, 2004b). O volume III desse trabalho consiste num documento onde se encontram apresentadas linhas orientadoras que devem ser seguidas pelos profissionais quando realizam análises de tráfego recorrendo a ferramentas de microsimulação. Nele é apresentado um procedimento composto por sete etapas, no qual se pretende ilustrar as várias etapas necessárias numa análise deste tipo, desde o início do projeto até ao seu término.

Na Figura 3.8 apresenta-se a etapa relativa ao processo de calibração de um modelo de microsimulação de tráfego e que consta do processo de desenvolvimento e aplicação de um modelo de microsimulação proposto pela FHWA (FHWA, 2004b).

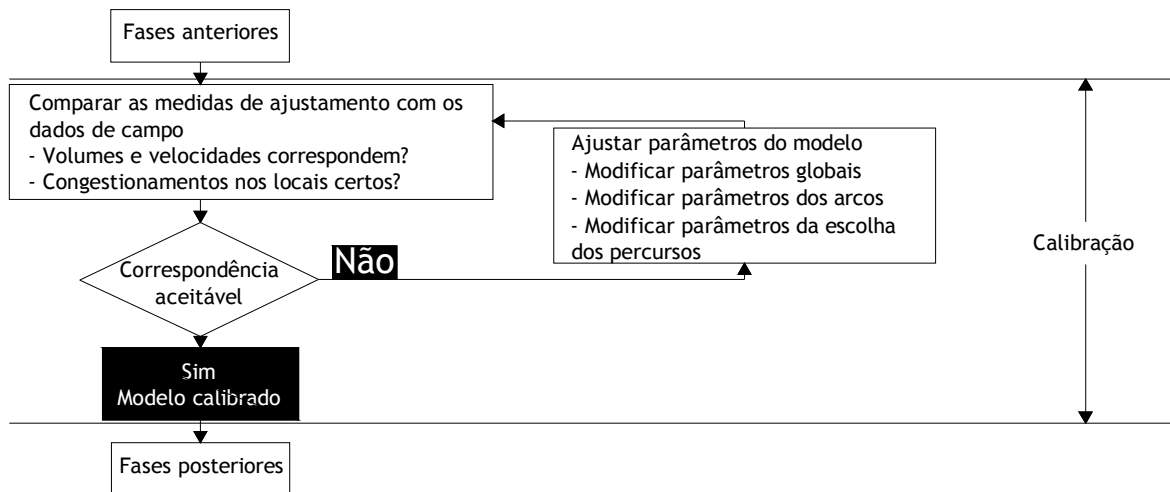


Figura 3.8 - Calibração de um modelo de microsimulação (adaptado de FHWA, 2004b)

Como se viu anteriormente, é fundamental que o analista/modelador possua uma estratégia clara para efetuar a calibração de um modelo deste tipo. Relativamente à metodologia proposta pela FHWA (2004b), esta entidade recomenda a seguinte estratégia de calibração em três passos:

- Calibração da capacidade - uma calibração inicial é efetuada para identificar os valores dos parâmetros de ajustamento da capacidade que fazem com que o modelo reproduza melhor as capacidades de tráfego observadas no campo. Uma calibração global é realizada em primeiro lugar, seguindo-se um ajustamento mais refinado em arcos específicos. No caso de não ser viável a realização de medições das capacidades em campo, o HCM pode ser usado como uma fonte alternativa dos valores objetivo da capacidade;
- Calibração da escolha de percursos - se a rede representada no modelo de microsimulação incluir estradas paralelas, então a questão da escolha de percursos será importante e terá de ser considerada. Neste caso, é necessário um segundo processo de calibração no qual são considerados os parâmetros de escolha de percursos. Analogamente à calibração da capacidade, é realizada em primeiro lugar uma calibração global, seguida de um ajustamento mais refinado em arcos específicos;

- Calibração do desempenho do sistema - finalmente, as estimativas globais do modelo relativas ao desempenho do sistema (tempos de percurso e filas de espera) são comparadas com as medições feitas no campo para esses indicadores de desempenho. São efetuados ajustes de refinamento para permitir uma melhor correspondência entre o modelo e as medições em campo.

3.3.2.2. Metodologia proposta por Hourdakis et al.

Hourdakis et al. (2003) propõem uma metodologia de calibração, inicialmente desenvolvida para a simulação de autoestradas, na qual se procuram calibrar parâmetros globais (os que afetam o desempenho global do modelo) e locais (aqueles que afetam secções específicas da estrada). A metodologia proposta é efetuada em duas etapas principais baseadas na calibração dos volumes e das velocidades, seguidas de uma etapa opcional na qual a variável de controlo utilizada depende do propósito específico para o qual a simulação está a ser executada (Hourdakis et al., 2003). Por exemplo, se o objetivo da simulação é avaliar o desempenho de uma interseção semaforizada de comando atuado, a utilização dos comprimentos das filas de espera nos ramos de entrada como variável de controlo a usar na terceira etapa pode ser considerada uma escolha apropriada. A calibração do volume deve ser executada em primeiro lugar, uma vez que a dificuldade associada a esta variável é menor. A variável velocidade é normalmente mais sensível às alterações das condições de tráfego, designadamente em termos de volumes de tráfego verificados, pelo que a sua calibração é efetuada em segundo lugar. De seguida apresentam-se de forma mais detalhada as várias etapas do procedimento de calibração proposto por Hourdakis et al. (2003).

Etapas 1 - Calibração baseada no volume de tráfego

O objetivo desta primeira etapa é aproximar os volumes simulados aos reais. Os parâmetros de calibração que devem ser modificados nesta etapa são os de tipo global relacionados com as características dos veículos, tais como, a velocidade desejada, a desaceleração, a aceleração e outros que definam a interação entre os veículos, como é o caso do intervalo crítico.

Antes de começar o processo de calibração propriamente dito, Hourdakis et al. (2003) sugerem que se proceda à execução de uma simulação inicial onde se adotam os valores definidos por defeito no simulador ou, em alternativa, uma estimativa proposta pelo modelador. O intuito desta pré-calibração é despistar situações que por vezes surgem, em que as

discrepâncias entre os resultados simulados e os observados, não são causados pelos valores dos parâmetros do modelo mas sim a erros na recolha ou na introdução dos valores da procura no modelo. Uma vez excluída esta possibilidade, o modelador deverá certificar-se se a procura gerada aleatoriamente pelo simulador está de acordo com a original. Devido ao carácter estocástico dos simuladores microscópicos de tráfego são de esperar pequenas variações relativamente aos valores originalmente especificados, situação que pode ser facilmente contornada através da execução repetida da simulação. Segundo Bloomberg e Dale (2000) e Hourdakis et al. (2003) dez repetições da simulação são geralmente consideradas suficientes. Após esta verificação preliminar, os parâmetros do modelo acima mencionados são ajustados através de um processo de tentativa erro em várias iterações.

Os parâmetros de calibração, designadamente os relativos às características dos veículos, são então ajustados e começam a ser analisados, através das medidas de ajustamento, os resultados dos detetores junto às entradas da rede, onde a interferência da procura do tráfego é menor. O objetivo é ir gradualmente ajustando os parâmetros e refinando o modelo até todas as secções estarem aceitáveis. Assim que os volumes simulados das primeiras estações estejam próximos dos observados, os parâmetros globais passam a ter pouco efeito e o modelador deve então focar a sua atenção nos parâmetros locais.

Etapas 2 - Calibração baseada na velocidade

Os objetivos desta segunda etapa no procedimento de calibração são aproximar as velocidades simuladas o mais possível das observadas, assim como reproduzir no modelo as condições de congestionamento nas localizações onde tal seja observado. Nesta etapa os parâmetros do simulador que devem ser calibrados são na sua maioria aqueles que estão relacionados com os limites de velocidade locais, no entanto os parâmetros globais relativos às características do veículo, tais como, velocidade desejada e taxas de aceleração e de desaceleração podem precisar de alguns ajustes de refinamento desses valores.

Para comparar a velocidade simulada e a observada usualmente recorre-se usualmente a representações gráficas que permitem encontrar facilmente os locais de estrangulamento (*bottleneck*). O processo de ajuste dos limites de velocidade, tal como sucede com os volumes de tráfego, deve iniciar-se pelos locais de entrada na rede, seguindo-se posteriormente para jusante. Para identificar um falso estrangulamento, provocado por falta de calibração, as velocidades limites devem ser aumentadas na zona que se segue a esse local, de modo a que os veículos o abandonem rapidamente. Contrariamente, para criar um estrangulamento, a

velocidade da zona anterior ao elemento deve ser reduzida. Outro modo de resolver ou criar estrangulamentos consiste na alteração da capacidade de uma secção.

Etapa 3 (opcional) - Calibração baseada no objetivo da simulação

Embora as duas primeiras etapas da calibração estejam bem definidas, poderá ser necessária uma terceira etapa que depende do objetivo específico da simulação. Por vezes, verifica-se que a calibração efetuada nas duas etapas anteriores, apesar de fornecerem resultados já com um elevado nível de rigor, não é capaz de permitir um bom ajustamento a determinadas condições particulares. Por esta razão deve-se considerar uma variável de controlo que servirá nesta terceira etapa, por um lado para validar a calibração anteriormente efetuada, e por outro para melhorar essa calibração caso se verifique essa necessidade. A natureza dessa variável de controlo deverá ter em consideração o objetivo específico da simulação que está a ser desenvolvida, sendo que na maioria dos casos se recorre a variáveis como o comprimento das filas de espera ou os tempos de percurso.

3.3.2.3. Metodologia proposta por Chu et al.

Uma outra proposta metodológica para a calibração de modelos microscópicos de simulação de tráfego é a efetuada por Chu et al. (2004). Na metodologia proposta por estes autores a rede de simulação é calibrada, seguindo as seguintes etapas (Chu et al., 2004):

- Calibração dos modelos de comportamento de condução;
- Calibração do modelo de escolha de percursos;
- Estimação da matriz O/D;
- Refinamento do modelo de simulação.

Na Figura 3.9 encontra-se esquematizado o procedimento de calibração adotado por Chu et al. (2004), que considera como ponto de partida uma rede de simulação não-calibrada, codificada com os seguintes dados de entrada: geometria da rede, características dos veículos, zonas de análise dos transportes, procura de viagens, sistemas de controlo de tráfego e sistemas de deteção de tráfego.

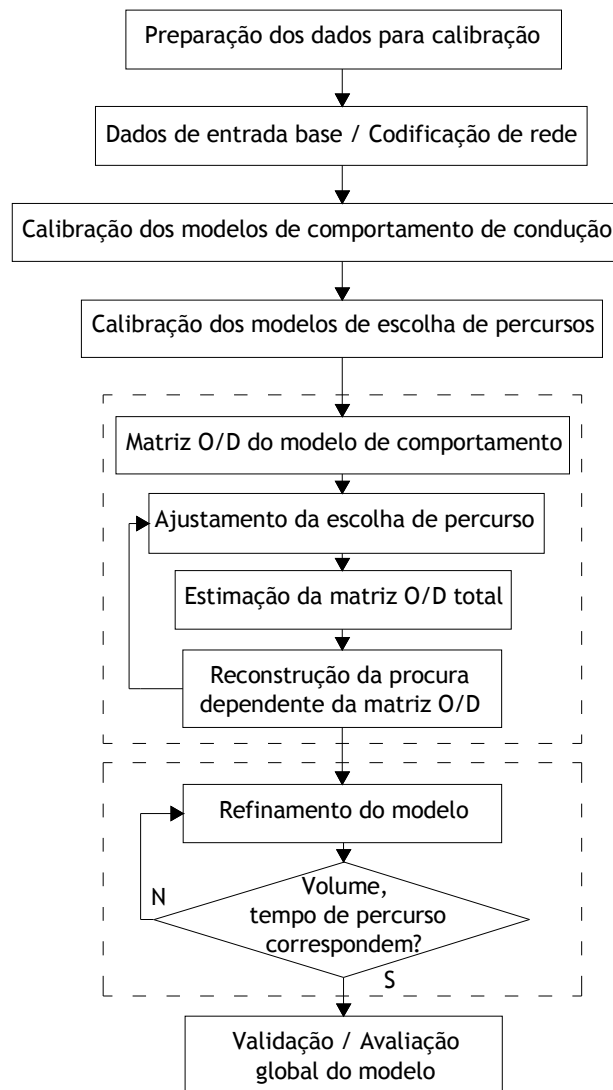


Figura 3.9 - Fluxograma do procedimento de calibração proposto por Chu et al. (2004)

Uma vez mais um aspeto que importa realçar é a determinação do número de repetições que é necessário efetuar para ultrapassar a questão da estocasticidade dos simuladores de microsimulação de tráfego. Também estes autores referem a necessidade de efetuar este cálculo, propondo para o efeito um processo de determinação desse valor. Na secção 3.4.2 encontra-se detalhada a metodologia por eles proposta.

De notar que estes autores utilizaram no seu trabalho o simulador de tráfego PARAMICS, pelo que a adoção desta metodologia de calibração para outros simuladores terá necessariamente de ser adaptada às especificidades do simulador microscópico de tráfego que estiver a ser utilizado.

Calibração dos modelos de comportamento de condução

Num simulador de tráfego microscópico, os modelos de comportamento de condução, que incluem os modelos de seguimento (*car-following*) e de mudança de via (*lane-changing*), controlam o movimento dos veículos e sua interação, necessitando por isso de ser calibrados para o caso específico que está a ser estudado. Os parâmetros globais destes modelos, de que são exemplos, o tempo médio ao veículo da frente e o tempo de reação do condutor, são habitualmente calibrados ao nível de sub-rede (recorre-se a apenas parte da rede estudada) usando dados desagregados ou dados agregados (Chu et al., 2004).

Os autores referem um conjunto de trabalhos em que esta problemática se encontra abordada e aprofundada (Ma e Abdulhai, 2002; Lee et al., 2001; Abdulhai et al., 1999).

Relativamente a estes parâmetros de calibração, Chu et al. (2004) ressaltam que os seus valores podem ter de ser alterados na última etapa do processo de calibração proposto, na qual se procede ao refinamento do modelo de simulação. Tal alteração pode ser justificada pela necessidade de se obter uma melhor correspondência entre o simulado pelo modelo e o observado no campo, no que toca, por exemplo, aos padrões de congestionamento.

Calibração do modelo de escolha dos percursos

Em redes que possuam diversos percursos alternativos possíveis entre pares origem-destino, é fundamental a calibração do modelo de escolha desses percursos. Relativamente a esta segunda etapa do processo de calibração, ao contrário do preconizado para a etapa anterior, ela deve ser conduzida ao nível da rede total que se pretende modelar. No que toca aos dados necessários estes podem ser dados agregados ou dados individuais obtidos a partir do levantamento em campo das escolhas feitas pelos condutores (Chu et al., 2004).

No trabalho levado a cabo por Chu et al. (2004) esta etapa foi realizada recorrendo ao modelo estocástico de escolha de percursos (designado de atribuição estocástica) disponibilizado pelo próprio simulador microscópico utilizado, o PARAMICS. Esse modelo de atribuição assume que os diferentes condutores possuem a perceção clara dos diferentes custos desde o nó de decisão até ao seu destino. Assim, os custos percebidos são calculados com base num dado fator de perturbação que assume um valor aleatório atribuído a cada unidade veículo-condutor. Neste simulador os dois parâmetros considerados para a calibração do modelo de escolha de percursos são os parâmetros de perturbação e de familiaridade (Chu et al., 2004). Estes parâmetros estão relacionados com o conhecimento que os condutores têm da rede e das condições de tráfego, o

que lhe permite, por exemplo, escolher um percurso que recorra a estradas secundárias, caso achem essa escolha mais vantajosa em termos do tempo de percurso gasto. Quanto mais familiarizados estiverem os condutores com a rede e com as condições de tráfego menor será o parâmetro de perturbação e maior será o de familiaridade.

Importa referir que a utilização de outros simuladores de tráfego obriga a necessárias adaptações, pois cada simulador possui as suas próprias especificidades.

Estimação da matriz O/D

A estimação da matriz origem/destino a utilizar no simulador microscópico envolve o seguinte conjunto de sub-etapas (Chu et al., 2004):

- Matriz origem/destino de referência - utilização de uma matriz O/D que reflita o padrão de procura da rede e que pode ser obtida através de um modelo de planeamento de transportes (por exemplo, os softwares Transplan ou TransCAD, ou mesmo o modelo de transportes clássico a 4 passos) que se baseie nos dados socioeconómicos da região onde se insere a rede a modelar;
- Modificação e equilíbrio da matriz O/D total da procura - ajuste da matriz O/D às condições de análise, designadamente em termos de viagens atraídas e geradas nos centróides considerados. Nesta fase poderá ainda ser necessário realizar o equilíbrio da matriz O/D de modo a ajustá-la a futuros padrões de tráfego;
- Refinamento da matriz O/D total - ajuste da matriz O/D obtida no final das fases anteriores, de modo a que sejam igualados os resultados da simulação e os volumes de tráfego observados em determinados locais de medição pré-estabelecidos. A verificação da qualidade dessa comparação pode ser efetuada através da utilização de medidas de ajustamento, tal como, a estatística GEH;
- Reconstrução dos perfis de procura em função do tempo para os pares O/D - a partir da matriz O/D total resultante do passo anterior, e com o objetivo de obter um modelo de simulação o mais preciso possível, procura-se atribuir a procura total obtida anteriormente a um perfil de procura dependente do tempo. O resultado deste passo é a obtenção de um conjunto de perfis de procura nos quais os volumes variam ao longo do tempo.

Refinamento do modelo de simulação

Este último passo do processo de calibração consiste no refinamento do modelo de simulação desenvolvido com vista a que este reflita os efeitos do congestionamento ao nível da rede. Nesta etapa os modelos de comportamento de condução têm de ser ainda validados localmente (interseção a interseção) e ajustados de modo a que seja refletidas as características locais. Estas são verificadas através da comparação das curvas de volume-taxas de ocupação obtidas a partir dos dados agregados recolhidos nos locais de deteção, quer do modelo de simulação, quer do sistema real (Chu et al., 2004).

Chu et al. (2004) recorrem a um processo de otimização baseado em duas funções objetivo, nas quais procuram minimizar os desvios entre, os volumes observados no campo e os obtidos a partir do modelo de simulação e os tempos de percurso entre pontos da rede.

A calibração é então efetuada através do método de tentativa-erro, a fim de reconstruir as variações de tráfego e fazer coincidir o padrão de congestionamento da rede em estudo. Para tal são ajustados parâmetros específicos dos arcos (por exemplo a velocidade limite nesses arcos), parâmetros globais relativos aos modelos de comportamento de condução e perfis de procura.

De realçar que, para cada combinação de parâmetros, é necessário executar várias repetições do modelo de simulação, usando-se o valor médio obtido na comparação com os dados observados.

No final desta etapa o modelo estará calibrado, passando-se de seguida ao processo de validação da calibração efetuada. Esta deverá ser conduzida recorrendo a um conjunto de dados diferente do utilizado no processo de calibração, e a sua finalidade será a de verificar se os parâmetros calibrados do modelo são os adequados. A validação do modelo é considerada a etapa final, na qual se verifica se cada componente reproduz adequadamente as características observadas das viagens e se afere a razoabilidade do desempenho global do modelo (Chu et al., 2004).

3.3.2.4. Recomendações propostas por Hollander e Liu.

Hollander e Liu (2008) propõem um conjunto de recomendações para os analistas/modeladores que utilizam ferramentas de microsimulação de tráfego e que têm de levar a cabo o processo de calibração dos seus modelos. Esse conjunto de recomendações é

apresentado de seguida no Quadro

Quadro 3.4 - Recomendações para a realização da calibração de modelos de simulação microscópica de tráfego (adaptado de Hollander e Liu, 2008)

ETAPA	AÇÃO
Pré-calibração	Considerar o aumento do poder explicativo do comportamento disponibilizado pelo próprio modelo de microsimulação, independentemente da metodologia de calibração.
Determinação do âmbito do problema	<p>Se o analista/modelador pretende utilizar um conjunto de dados disponíveis para resolver vários problemas, é preferível que a sua realização seja em simultâneo.</p> <p>A decomposição do problema de calibração em sub-problemas é recomendada se alguns dos parâmetros forem de natureza local, ou se as diferentes medidas de tráfego forem mais apropriadas para calibrar os diversos parâmetros (este último caso é muito comum, mas está sujeito à disponibilidade de dados).</p> <p>Se os sub-problemas são independentes, o problema decomposto pode substituir o problema de calibração completa. De outro modo, ele deve ser seguido por uma calibração simultânea.</p>
Escolha dos parâmetros de calibração	<p>Não calibrar:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▫ parâmetros cujos valores possam ser diretamente determinados por observação ou medição; ▫ parâmetros cujos valores possam ser obtidos a partir de estudos prévios que sejam aplicáveis ao tempo e local que se está a modelar; ▫ parâmetros cuja influência nos resultados do modelo de microsimulação de tráfego possam ser negligenciáveis; ▫ parâmetros que não tenham influência nas medidas observadas no conjunto de dados disponíveis. <p>Tentar calibrar todos os restantes parâmetros.</p>
Escolha das medidas de ajustamento	<p>Não usar medidas que levem a erros da mesma ordem de grandeza, mas de sinal contrário e que por isso possam equilibrar-se um ao outro (por exemplo, PE, ME, MNE), salvo apenas se houver interesse na deteção de erros sistemáticos.</p> <p>Dar preferência a medidas nas quais o erro da simulação é elevado ao quadrado (por exemplo, SE, RMSE, RMSE), ou a uma potência mais elevada, relativamente a medidas que dão igual peso aos erros pequenos (por exemplo, MAE, MANE). Usar um método consistente para emparelhar os valores simulados e observados.</p> <p>Alternativamente, comparar a distribuição das medições (por exemplo usando o teste de Kolmogorov-Smirnov ou outro teste de duas amostras) e assim evitar a necessidade de emparelhamento e o efeito indesejado na análise dos erros pequenos.</p> <p>Usar medidas sensíveis à distribuição dos resultados do modelo se o modelo é para ser usado para análise de variação.</p> <p>Certificar que a dimensão na qual as medições observadas formam uma série de valores é a mesma dimensão na qual os resultados simulados são obtidos.</p>
Especificação de restrições	Definir cuidadosamente o intervalo de valores possíveis de cada parâmetro

ETAPA	AÇÃO
Especificação do procedimento de calibração	<p>A calibração manual é vantajosa quando o número de parâmetros a calibrar é reduzido (até 5) mas caso contrário não é prática.</p> <p>Se for utilizado um processo automático, o procedimento para a obtenção da solução preferível (não a ideal ou ótima, mas a melhor possível) deve ser:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▫ adequado a um problema multidimensional ▫ um que não use derivadas; ▫ um que requeira poucas avaliações da função objetivo por iteração. <p>Considerar os desenvolvimentos recentes dos métodos de otimização.</p>
Determinação do número de repetições necessárias da simulação	<p>Para calcular valores médios, usar a seguinte expressão (ver 3.4.2):</p> $R = \left(\frac{s \cdot t_{\alpha/2}}{\bar{x} \cdot \varepsilon} \right)^2$ <p>Para analisar outras medidas estatísticas, procurar orientação teórica sobre o número necessário de repetições ou encontrar empiricamente o número de repetições necessárias para que a medida estatística convirja para um valor estável.</p>
Validação estatística	<p>O modelo considera-se validado quando, comparando os resultados do modelo calibrado são comparados com um novo conjunto de dados de tipo idêntico aos utilizados para o processo de calibração, se chega a bom ajuste entre as duas séries de dados. Considera-se que é atingido um alto padrão de validação se se puder provar que é conseguido um bom ajuste usando dados de outros tipos, no entanto isso não pode ser tomado como garantido.</p>
Validação adicional	<p>Procurar irregularidades na simulação através do exame da animação e do ambiente gráfico do modelo enquanto este funciona.</p> <p>Comparar os valores dos parâmetros para outras origens.</p>
Implementação	<p>Usar o modelo calibrado em contextos similares aos que foram considerados para a calibração: âmbito geográfico, incluindo tipos de estradas/interseções, indicadores de tráfego calculados, o nível de sensibilidade para outras medidas estatísticas para além da média, e a dimensão na qual a variação é medida. O modelo calibrado não é uma ferramenta credível quando usado em contextos diferentes, podendo originar conclusões erróneas.</p>

3.4 ASPETOS IMPORTANTES NA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS DE SIMULAÇÃO DE TRÁFEGO

3.4.1. Amostragem

A avaliação do desempenho de um modelo de simulação de tráfego é usualmente realizada com recurso à comparação de valores medidos no sistema observado com os retirados do modelo de simulação. Assim que as medidas ou indicadores de desempenho estejam escolhidas, deverá ser efetuada a recolha de dados que possibilitem o seu cálculo. Quando se

comparam os valores reais com os valores das variáveis obtidas pelo modelo, é importante assegurar que a recolha de dados é suficiente para caracterização de cada variável e que os valores estão a ser comparados com um dado nível de exatidão. Em redes urbanas esta questão assume ainda um maior relevo face à variabilidade temporal do comportamento do tráfego, com a consequente implicação nos valores das variáveis que o caracterizam.

No caso de redes extensas e compactas, usualmente localizadas em meio urbano, a recolha de dados da totalidade da rede é um projeto de difícil realização devido aos avultados recursos monetários, humanos e de tempo que são necessários. De modo a ultrapassar este problema é prática comum inferir o comportamento do todo com base na amostragem de partes da rede.

Como já foi referido anteriormente, a comparação de valores das variáveis modeladas e observadas é necessária mas não suficiente, na medida em que se for utilizado o mesmo conjunto de valores para a fase de calibração e validação do modelo, os resultados podem estar adulterados e não refletir a realidade. Assim deve-se possuir dois conjuntos de dados distintos, um usado para calibrar e o outro para validar o modelo. De modo a garantir que as amostras são independentes, a recolha de dados deverá ser realizada em dois conjuntos de secções distintos. Outra forma de garantir a separação de amostras será definir dois intervalos de tempo diferentes, por exemplo a ponta da manhã e a ponta da tarde. Porém esta última solução exige que haja duas matrizes de procura, uma para cada período.

Segundo Tavares (2003), o tamanho que a amostra deve possuir é um tema pouco estudado sendo apenas mencionado o número de locais de contagem, cujo valor é estabelecido em função do tamanho da rede. Para um pequeno esquema dez ou menos contagens são suficientes, se o esquema é maior será indicado possuir no mínimo vinte locais de contagens e serem incluídos mais locais à medida que a rede vai aumentando. Em relação ao tempo que o percurso deve demorar, que extensão máxima ou mínima deve possuir e que percentagem da rede deve cobrir nada é referido.

As amostras dos valores simulados podem ser classificadas de acordo com o nível de agregação temporal. Denominam-se agregadas as amostras que possuem tempo de simulação suficiente de modo a permitir que os veículos atravessem a rede (deem entrada e saída). As desagregadas são aquelas que possuem tempo de simulação inferior ao necessário para o atravessamento da rede. A escolha de valores agregados não permite capturar a essência da simulação microscópica, que é a variabilidade dos resultados do fenómeno do tráfego. Os tempos

de simulação que correspondem a amostras agregadas e desagregadas dependem do tamanho da rede.

3.4.2. Número de Repetições da Simulação

Um aspeto muito relevante nos processos de calibração e de validação é o nível de esforço que é necessário para a recolha dos dados necessários à sua consecução. Em muitos casos este constitui o maior fator de constrangimento prático. Se existem situações em que variáveis, tais como, o débito, velocidade e concentração, se encontram disponíveis rapidamente e de forma barata devido à existência de sistemas de vigilância para controlo, gestão de tráfego e telemática rodoviária, outras há que são mais difíceis e caras de obter (por exemplo, tempos de percurso, comprimentos de filas de espera ou atrasos). É importante notar que a definição dos dados e o seu processamento não se encontram padronizados. Por exemplo, estatísticas como o comprimento das filas de espera, podem ser definidas de diferentes formas, e os sistemas de vigilância podem aplicar diferentes técnicas de suavização temporal. Torna-se assim necessário assegurar que os dados simulados são definidos e processados da mesma forma que os dados observados (Toledo & Koutsopoulos, 2004).

Como já foi mencionado anteriormente, a grande maioria dos modelos de microssimulação de tráfego são estocásticos. Esta característica faz com que estes gerem diferentes resultados por cada vez que são executados, pelo que a análise dos resultados de apenas uma simulação é claramente insuficiente. A exceção consiste na desativação, pelo modelador, das capacidades de aleatoriedade do modelo de microssimulação (algo que é possível na maioria dos simuladores comerciais). Assim, as medidas ou indicadores de desempenho devem ser calculados a partir de um conjunto independente de repetições do modelo de simulação (execução repetida do modelo de simulação usando os mesmos dados de entrada). Segundo Alexopoulos e Seila (1998) existem duas abordagens principais para determinar o número de repetições necessárias: a sequencial e a em duas etapas. Na abordagem sequencial, é realizada uma repetição de cada vez até que seja atingido um critério de paragem adequado. Assumindo que os resultados, Y_i obtidos a partir das diferentes simulações executadas assumem uma distribuição normal, Fishman (1978) sugere que seja satisfeito o seguinte critério:

$$R \geq R_i = \max \left[2, \left(\frac{s_R(Y_i) \cdot t_{\alpha/2}}{d_i} \right)^2 \right] \quad (3.25)$$

onde:

- R - número de repetições executadas;
- R_i - número mínimo de repetições necessárias para estimar a média de Y_i com tolerância d_i ;
- $s_R(Y_i)$ - desvio padrão da amostra de Y_i baseada em R repetições;
- $t_{\alpha/2}$ - valor crítico da distribuição t-Student para um nível de confiança α .

Na abordagem em duas etapas, primeiro é obtida uma estimativa do desvio padrão de Y_i através da execução de R_0 repetições. Assumindo que esta estimativa não sofre alterações significativas à medida que o número de repetições aumenta, o número mínimo de repetições que é necessário efetuar para atingir o valor do erro admissível d_i , é dado por:

$$R_i = \left(\frac{s_{R_0}(Y_i) \cdot t_{\alpha/2}}{d_i} \right)^2 \quad (3.26)$$

O número de repetições necessárias é calculado para todas as medidas ou indicadores de desempenho utilizados. O valor de R_i mais crítico (ou seja o mais elevado), determina o número de repetições que é necessário executar. Hollander e Liu apresentam uma pequena variação da expressão, uma vez que expressam o valor do erro admissível em função do valor médio da medida e da precisão requerida.

$$R = \left(\frac{s \cdot t_{\alpha/2}}{\bar{x} \cdot \varepsilon} \right)^2 \quad (3.27)$$

em que:

- R - número de repetições necessárias;
- s - desvio padrão da medida de tráfego em análise;
- $t_{\alpha/2}$ - valor crítico da distribuição t-Student para um nível de confiança α ;
- \bar{x} - valor médio da medida de tráfego;
- ε - precisão desejada, definida como uma fração de \bar{x} .

A determinação do número de simulações que são necessárias para que seja possível estimar o valor médio de uma medida ou indicador de desempenho num modelo de microssimulação de tráfego requer que o modelador defina:

- Desvio padrão da amostra;
- Nível de confiança desejado;
- Dimensão do intervalo de confiança.

Esse número de repetições que o modelo terá de realizar é obtido através de um processo iterativo, no qual as primeiras repetições servem para estimar o desvio padrão, que uma vez definido servirá para a determinação do número de repetições. O desvio padrão inicial pode estimado através da seguinte expressão (FHWA, 2004b):

$$s^2 = \frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N - 1} \quad (3.28)$$

onde:

- s - desvio padrão;
- x - variável considerada;
- \bar{x} - valor médio da variável;
- N - precisão desejada, definida como uma fração de \bar{x} .

Chu et al. (2004) propõem um processo alternativo, no qual se começa por realizar nove repetições da simulação, com o objetivo de calcular o valor médio e o desvio padrão da medida de desempenho em análise. Com base nesses valores é calculado o número de repetições necessário para se atingir a precisão desejada, com base na expressão (3.27).

Caso o valor obtido para R for igual ou inferior ao número de repetições já executadas, então o processo para e o valor médio da medida corresponde à média dos valores obtidos nessas repetições. Caso contrário é efetuada mais uma simulação. A Figura 3.10 ilustra o processo referido.

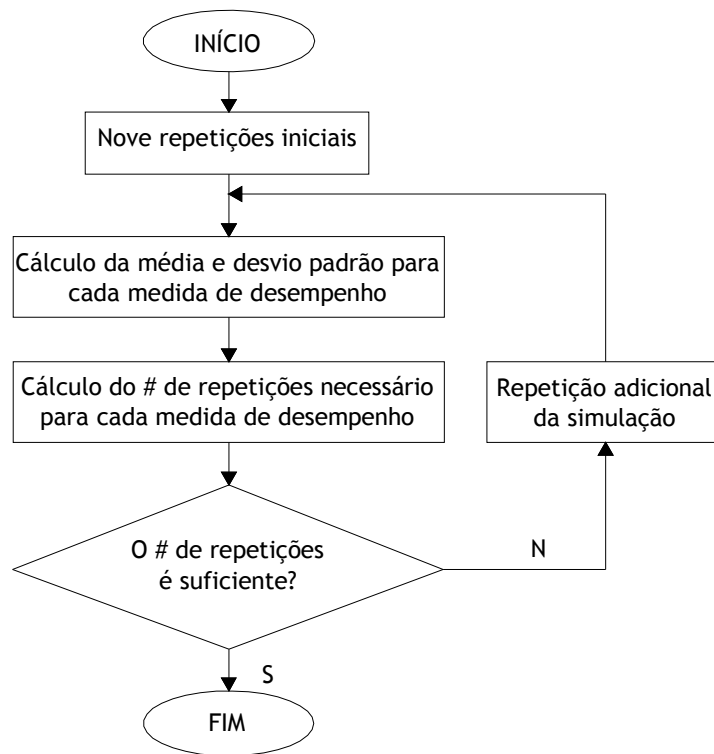


Figura 3.10 - Fluxograma para a determinação do número de repetições da simulação (adaptado de Chu et al., 2004)

3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste terceiro capítulo foram apresentadas de forma detalhada as fases de calibração e de validação de modelos de simulação microscópica, fases essas cruciais para o seu desenvolvimento e garantia de representatividade da realidade a representar. Ao longo do capítulo foram descritas algumas metodologias referidas na literatura para a consecução, de forma satisfatória, da calibração e validação de modelos de microsimulação, tendo-se ainda exposto várias medidas de ajustamento e respectivos critérios de aceitação, fundamentais para a avaliação dessas fases.

Assim, para este trabalho em concreto, foi possível com base na informação recolhida adotar uma metodologia apropriada para a calibração e validação dos modelos de microsimulação construídos, tendo-se para a sua avaliação selecionado um conjunto de medidas de ajustamentos que se considerou adequarem-se melhor ao objeto de estudo.

CAPÍTULO 4

Análise do Desempenho de Autoestradas Segundo o HCM

4. ANÁLISE DO DESEMPENHO DE AUTOESTRADAS SEGUNDO O HCM

4.1 INTRODUÇÃO

A análise ou avaliação de desempenho de estradas e particularmente de autoestradas foi e continua a ser um tema de estudo extremamente importante na área da Engenharia Rodoviária. O conhecimento prévio do desempenho futuro de uma infraestrutura rodoviária é sem dúvida fundamental para o seu correto dimensionamento, quer global, quer de todos os seus elementos (secções correntes e interseções). É também relevante nas avaliações custo-benefício que são necessárias realizar para apoiarem os decisores nas suas escolhas. Mas nem só na fase de conceção a análise de desempenho é importante. Também na fase de exploração a avaliação de desempenho constitui-se como uma importante ferramenta ao dispor dos gestores das infraestruturas para a deteção e resolução de deficiências causadoras de problemas de circulação dos veículos.

São várias as normas e manuais usados em diversos países que referem e apresentam metodologias de análise ligadas a esta temática. De entre todas, a mais conhecida e utilizada é a descrita no *Highway Capacity Manual* (HCM) (TRB, 2000; TRB, 2010) constitui-se como a principal referência a nível mundial. No HCM encontram-se descritas várias metodologias de análise de desempenho, nomeadamente em termos de capacidade e de níveis de serviço, para os diversos elementos constituintes dos vários tipos de infraestruturas rodoviárias, designadamente em termos de tipos de vias (desde as vias urbanas às autoestradas, passando pelas estradas de duas vias e vias múltiplas), e de interseções (quer de nível, quer desniveladas). São também apresentadas metodologias de análise do desempenho de infraestruturas ligadas a outros modos que não o automóvel, designadamente, o modo pedonal, ciclista e de transportes públicos.

4.2 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO HCM

A importância do HCM é de tal forma elevada que não é possível falar-se de capacidade e níveis de serviço sem se fazer referência à principal obra que se dedica a estes assuntos. Na verdade, pelos conceitos e metodologias que, em cada uma das sucessivas edições, apresenta, o

HCM constitui um importante documento neste domínio, marcando numa forma indelével todo o desenvolvimento verificado desde que apareceu a sua 1ª Edição datada de 1950. Tudo isto conduziu a que os seus princípios fossem adotados em muitos países, apesar das características elementares do tráfego (infraestrutura, veículo e condutor) serem normalmente diferentes às que suportam os estudos que lhe deram origem (Costa e Macedo, 2008).

Como já se referiu, a primeira edição do HCM foi publicada nos Estados Unidos em 1950 pelo então *Highway Research Board* (atual *Transportation Research Board*) em conjunto com o *Bureau of Public Roads* (atual *Federal Highway Administration*). Esta edição do HCM alcançou um enorme êxito entre a comunidade rodoviária mundial, tendo o manual sido traduzido em nove línguas diferentes para facilitar a sua utilização pelo mundo inteiro (Kittelson, 2000). As metodologias aí preconizadas passaram a constituir na época o padrão na análise da capacidade das estradas nos Estados Unidos. Embora a extensão do documento fosse de apenas 147 páginas, nele já se encontravam definidas várias metodologias para a estimação da capacidade em diversos tipos de estradas (estradas com duas e três vias e vias múltiplas), interseções semaforizadas, secções de entrecruzamento, rampas de acesso, entre outros (Kittelson, 2000). Segundo Kittelson (2000), no HCM de 1950 foram definidos três tipos diferentes de capacidades:

- Capacidade básica - correspondente ao número máximo de veículos ligeiros de passageiros que, sob as condições geométricas e de tráfego mais próximas das definidas como ideais que eventualmente podem ser atingidas, podem passar num determinado ponto de uma estrada ou de uma via de tráfego, durante uma hora;
- Capacidade possível - corresponde ao número máximo de veículos ligeiros de passageiros que, sob as condições geométricas e de tráfego existentes, podem passar num determinado ponto de uma estrada ou de uma via de tráfego, durante uma hora;
- Capacidade prática - corresponde ao número máximo de veículos ligeiros de passageiros que, sob as condições geométricas e de tráfego existentes, podem passar num determinado ponto de uma estrada ou de uma via de tráfego, durante uma hora com uma densidade de tráfego tão elevada que provoca aos veículos atrasos excessivos, perigo, ou restrição na liberdade de manobra dos condutores.

No que toca ao conceito de nível de serviço, este só viria a ser introduzido na segunda edição do HCM, que ficou conhecida como HCM 1965 mas que curiosamente foi publicada apenas em 1966. A introdução deste conceito representou não apenas uma diferença na terminologia,

mas uma alteração mais profunda, já que ele procura avaliar o serviço que a estrada proporciona aos seus utilizadores. Nesta edição foram efetuadas várias melhorias relativamente à primeira, destacando-se a já mencionada introdução do conceito de nível de serviço, definido em seis níveis diferentes aos quais se deu uma designação de A a F. Associado à introdução do conceito de nível de serviço surge um conjunto de volumes de serviço (*service volumes*) para representarem as condições de operação de tráfego nos vários níveis de serviço.

Os seis níveis de serviço então definidos pelo Comité que elaborou o HCM 1965 procuravam identificar as seguintes condições de circulação (Kittelson, 2000):

- Nível de serviço A - melhor qualidade de serviço possível, correspondente a muito boas condições de circulação. Tencionava representar condições de circulação melhores do que as verificadas quando era atingida a capacidade prática;
- Nível de serviço B - pretendia representar as condições relativas à capacidade prática esperada numa estrada em ambiente rural;
- Nível de serviço C - tencionava reproduzir a noção de capacidade prática tal como esta estava definida no HCM de 1950;
- Nível de serviço D - pretendia refletir os níveis máximos sustentáveis dos volumes de serviço que eram passíveis de ser observados no dia-a-dia;
- Nível de serviço E - tencionava replicar as condições de circulação correspondentes à noção de capacidade possível tal como definida no HCM de 1950;
- Nível de serviço F - definido com o objetivo de representar todas as condições de circulação que não eram enquadráveis nos restantes níveis, este nível de serviço cobria a parte inferior da curva que caracteriza a relação entre a velocidade e o débito e, portanto, refletia qualquer condição operacional que se pode desenvolver nessa área, à qual se associam as condições de congestionamento.

Com esta alteração de fundo, o HCM 1965 passou a definir apenas um único tipo de capacidade, similar à noção de capacidade possível que constava da primeira edição do HCM. No que toca aos outros dois tipos de capacidade, a capacidade básica foi substituída pela capacidade obtida para condições ideais, enquanto a capacidade prática foi substituída pelos conjuntos de volumes de serviço que representam os vários níveis de serviço. Foi possível assim, clarificar o conceito de capacidade, que na sua formulação inicial tinha originado alguma confusão devida às suas várias definições possíveis (capacidade básica, capacidade prática e capacidade possível). A definição de capacidade segundo o HCM 1965 passou então a ser a

seguinte:

- Capacidade é o número máximo de veículos ligeiros de passageiros que é razoavelmente expectável que passem por uma dada secção de uma via de tráfego ou numa direção de uma estrada (ou em ambas as direções no caso de estradas de duas ou três vias), durante um determinado período de tempo, nas condições geométricas e de tráfego prevalecentes.

O documento publicado em 1966 pelo *Highway Research Board* era composto por 411 páginas, tendo sido também traduzido para diversas línguas. Para além das alterações já referidas, também ao nível das metodologias foram introduzidas melhorias, nomeadamente na revisão dos procedimentos de análise de interseções semaforizadas, secções de entrecruzamento e rampas de acesso, e na introdução de novos procedimentos para a análise de autoestradas, sistemas de transportes públicos por autocarros e de interseções com sinais de STOP em todas as entradas (*all-way stop-controlled intersections*).

A terceira edição do HCM surge em janeiro de 1985 publicada pelo *Transportation Research Board* (sucessor do *Highway Research Board*). Esta nova edição, composta por 503 páginas e dividida em 14 capítulos, ficou também conhecida por *TRB Special Report 209*.

Nela surge o conceito de débito de serviço (*service flow - SF*) definido como o número máximo de veículos que, por unidade de tempo, podem passar numa secção da estrada de forma a garantir-se uma gama de condições de circulação, correspondentes aos vários níveis de serviço. Elaborada com base em mais de uma dezena de estudos detalhados, nesta edição surge clarificado e reforçado o conceito de nível de serviço, aplicado quer a estradas, quer à circulação de transportes públicos urbanos, peões e bicicletas (Robinson, 1998).

Assim, a partir da edição de 1985 do HCM, ficou estabelecido que ao nível de serviço A corresponde o regime de escoamento livre com condições de circulação muito boas. À medida essas condições de circulação se vão degradando, faz-se corresponder os níveis de serviço B e C, aos quais equivale ainda um escoamento estável, sendo o nível D atribuído quando o escoamento se aproxima da instabilidade. O nível de serviço E representa condições de escoamento instáveis, resultantes de débitos de tráfego elevados com valores próximos dos da capacidade, representada pelo débito de serviço do nível E. Ao escoamento em regime de sobre-saturação, correspondente a situações de congestionamento é reservado o nível de serviço F.

O HCM 1985 foi alvo de duas revisões significativas, efetuadas nos anos de 1994 e 1997.

Na atualização de 1994 foram alterados 7 dos 14 capítulos que compunham o HCM 1985, designadamente os relativos às definições e conceitos, características do tráfego, secções correntes de autoestradas, rampas de acesso, estradas multivias, interseções semaforizadas e interseções não semaforizadas (Kittelson, 2000). Em 1997, surge a segunda atualização ao HCM 1985, que consiste em 7 capítulos novos/revistos, mais especificamente os capítulos respeitantes à introdução, características do tráfego, secções correntes de autoestradas, zonas de entrecruzamento, interseções semaforizadas, interseções não semaforizadas e vias arteriais urbanas. É também na atualização de 1997 que pela primeira vez surgem indicações para a utilização do HCM na condução de análises de capacidades e níveis de serviço no sistema métrico (Kittelson, 2000). De referir que, estas duas atualizações, bem como a sua versão original, apenas consideravam a análise de componentes homogéneos da infraestrutura, não apresentando a forma como se deveria realizar a análise de troços de estradas com características heterogéneas (Setti, 2009).

Em 2000, o *Transportation Research Board* publica uma nova versão do HCM, que ficou conhecida por HCM 2000. Este documento, composto por mais de 1100 páginas, contém 31 capítulos divididos em 5 partes. Publicado em papel, surge também num formato CD-ROM que inclui, para além de todo o texto relativo ao manual, aplicações multimédia (como por exemplo, links de hipertexto, vídeos e clips áudio, tutoriais animados e exemplos de problemas). Devido ao carácter internacional que o HCM foi adquirindo logo desde a sua primeira edição, e que foi aumentando à medida que as novas versões foram sendo publicadas, o TRB decidiu que o HCM 2000 teria de ser editado em duas versões distintas: uma no sistema métrico e outra no sistema de unidades tradicionais americanas.

Uma das grandes inovações introduzidas no HCM 2000 foi a atenção dada no manual aos métodos de avaliação das características operacionais do sistema de transportes no seu conjunto, tendo no entanto continuado a fornecer o estado-da-arte relativo às técnicas de análise para os vários componentes individuais das infraestruturas rodoviárias. Nele é ainda reconhecida a importância que a simulação e outras técnicas de modelação têm atualmente na análise das infraestruturas rodoviárias e até mesmo no desenvolvimento de novas ferramentas.

Como conclusão, convém realçar a evolução verificada nos conceitos e metodologias apresentados no HCM ao longo destas últimas 6 décadas, na qual a sua 2ª edição, publicada em 1965, se apresenta como um importante marco, separando 2 períodos distintos. Um primeiro período, onde os estudos de tráfego se baseavam fundamentalmente no conceito de capacidade, indicadora do limite físico da estrada para escoar veículos. Complementarmente era definida a

capacidade prática, correspondente a um valor entre 80 a 90% da capacidade possível. Deste modo, era possível obter uma margem de segurança que evitasse a ocorrência sistemática de situações de congestionamento, resultantes da aleatoriedade do tráfego. Isto significa que, o dimensionamento das infraestruturas era feito tendo em conta a sua capacidade em poder “resistir” à procura, tendo-se o cuidado de utilizar, não o seu limite absoluto, mas um valor aquém desse, que permitisse obter um margem que servisse de “almofada” para absorver as pontas dos fluxos de tráfego. Esta é, aliás, a prática corrente de dimensionamento de qualquer elemento estrutural em Engenharia de Estruturas, onde a principal preocupação do projetista é a de dotar a sua estrutura duma capacidade resistente superior à solicitação a que estará sujeita, ponderada pelos respetivos coeficientes de segurança aplicados às ações e aos materiais.

A partir do HCM 1965, com a introdução do conceito de nível de serviço e da clarificação do conceito de capacidade, a caracterização do serviço que uma estrada oferece aos condutores que nela circulam, deste modo o dimensionamento da infraestrutura deixa de ser feito através de critérios de aptidão que satisfaçam unicamente a procura, e passa a ter em conta o desempenho que se prevê que essa infraestrutura possa ter. Isto é, pretende-se garantir certas condições de escoamento, que terão exigências diferentes conforme a importância que se pretenda atribuir à estrada em estudo.

Para caracterizar o serviço que uma estrada lhes oferece, os condutores recorrem a um conjunto de indicadores, dos quais se podem destacar os seguintes: velocidade (ou tempo) de percurso, atrasos e paragens, restrições à liberdade de manobra dos condutores, comodidade, custo, segurança, etc.. Deste modo, e na tentativa de se quantificar o serviço rodoviário duma determinada estrada, seria mais vantajoso incluir as medidas que traduzissem o efeito dos fatores atrás enunciados. Verifica-se que tal não é possível, quer porque não existem elementos suficientes para se obter os seus valores absolutos, quer porque é difícil conhecer a importância relativa desses fatores.

A solução para este problema está pois em se encontrar parâmetros que, por um lado, sejam facilmente quantificáveis e, por outro, reflitam duma forma satisfatória a avaliação que os condutores fazem do serviço que a infraestrutura lhes proporciona. Adicionalmente o(s) parâmetro(s) selecionados devem ser capazes de serem suficientemente sensíveis à variação do débito de tráfego a fim de, com facilidade, se poderem estabelecer os limites (débitos de serviço) de cada nível de serviço. Assinale-se que a solicitação da infraestrutura é representada pelo débito de tráfego que se pretende escoar e, portanto, para qualquer parâmetro escolhido terá de ser conhecida a sua relação com ele.

A avaliação que os condutores fazem do serviço que a infraestrutura lhes proporciona dependerá, em parte, da sua própria expectativa. É conhecido que, por exemplo, os condutores serão mais exigentes se circularem numa autoestrada do que numa estrada de 2 vias, ou numa rua urbana. Por isso os parâmetros selecionados para a definição dos níveis de serviço terão de ter em conta necessariamente as expectativas dos condutores, sendo diferentes consoante o tipo de infraestrutura em análise.

Dum modo geral os débitos de serviço são calculados a partir de valores estimados para as condições definidas como ideais. Uma vez que a verificação simultânea das condições ideais é altamente improvável, há que ajustar aqueles valores de forma a refletirem as condições prevalentes da situação em estudo. Estes fatores corretivos dos débitos de serviço que traduzem a influência de características diferentes das ideais podem agrupar-se em 2 conjuntos: a) fatores que dizem respeito à estrada (largura das vias, desobstrução lateral, traçado em planta e perfil longitudinal, etc.); b) fatores que dizem respeito ao tráfego (composição da corrente de tráfego).

Os débitos de serviço podem, assim, ser calculados desde que se conheça quer os débitos de serviço em condições ideais que resultam do parâmetro selecionado para a definição do respetivo nível de serviço, quer a correção a aplicar para atender a influência da inexistência das condições ideais refletida pelos fatores de ajustamento atrás referidos.

Em Portugal o HCM tem sido utilizado desde há muitos anos, contribuindo para as definições das metodologias que integram alguns documentos da ex-JAE (p.e. Normas de Traçado). Assinale-se a existência duma tradução para português da edição de 1965 do HCM da responsabilidade do Laboratório de Engenharia de Angola, o que de certo modo demonstra o interesse destes assuntos já nessa altura no nosso país. Hoje em dia o HCM continua a ser uma referência em Portugal, não só para os Engenheiros Rodoviários, mas inclusivamente para próprio Estado Português, que o refere em muitos dos seus diplomas legais com o sentido de estabelecer os requisitos de serviço que determinadas estradas têm de satisfazer. A título de exemplo, o Plano Rodoviário Nacional de 2000 - PRN 2000 (Decreto-Lei nº 222/98 com as alterações introduzidas pela Lei nº 98/99 de 26 de Julho, pela Declaração de retificação nº 19-D/98 e pelo Decreto-Lei nº 182/2003 de 16 de Agosto) estipula que a determinação das características geométricas e dos regimes de funcionamento das estradas da rede rodoviária nacional seja feita de forma a garantir determinados níveis de serviço (artigo 6.º), obtidos através das metodologias preconizadas no HCM (neste caso concreto do HCM 2000).

Entretanto, o *Transportation Research Board* publicou em meados de abril de 2011 a nova versão do HCM, a 5ª edição, designada de HCM 2010 (TRB, 2011). O HCM 2010, apesar de manter uma imagem muito semelhante ao HCM 2000, nomeadamente no que concerne ao *layout* das páginas, apresenta uma organização completamente distinta do seu conteúdo relativamente ao seu predecessor. Assim, o HCM 2010 encontra-se organizado em quatro volumes:

- Volume 1 - Conceitos;
- Volume 2 - Escoamento ininterrupto (sem paragens);
- Volume 3 - Escoamento interrompido (com paragens);
- Volume 4 - Guia de Aplicações.

Os três primeiros volumes foram publicados em formato papel, enquanto o volume 4 o foi eletronicamente através de uma aplicação via internet. Esta estrutura fornece informação com diversos níveis de detalhe, que inclui os conceitos utilizados, as metodologias preconizadas e as suas potenciais aplicações. Em termos de unidades, esta edição do HCM utiliza apenas o sistema comum de unidades dos EUA, tendo sido abandonada a versão do HCM utilizando o sistema métrico.

Em termos dos conteúdos existentes em cada um dos volumes do HCM 2010, o volume 1 contém a informação básica para a realização de análises à capacidade e à qualidade de serviço das infraestruturas viárias. Este volume é composto por 9 capítulos, que cobrem aspetos como os tipos de aplicações que podem ser levadas a cabo, as características dos vários modos viários, os conceitos relativos ao escoamento de tráfego, capacidade e qualidade de serviço, o âmbito de aplicação das ferramentas disponíveis para efetuar as diferentes análises, indicações para a interpretação e apresentação dos resultados dessas análises e finalmente a terminologia e simbologia usadas no HCM 2010 (TRB, 2011).

Nos volumes 2 e 3 são apresentadas as metodologias de análise relativas a cada elemento das infraestruturas viárias, assim como os dados e recursos necessários para concretizar essas análises. São também descritos com o detalhe adequado os passos envolvidos em cada metodologia de análise, bem como as suas limitações e âmbito de aplicação. Nestes volumes indicam-se igualmente os valores por defeito de algumas variáveis, os limites que definem os níveis de serviço e são fornecidas indicações para a resolução de casos especiais e para a utilização de ferramentas alternativas ao HCM. O volume 2 contém 6 capítulos contendo as metodologias referentes aos elementos em que o escoamento de tráfego é ininterrupto, ou seja, elementos, como por exemplo autoestradas, nos quais não existem causas fixas de atraso

ou interrupções externas ao escoamento das correntes de tráfego (TRB, 2011). É neste volume que são tratadas as autoestradas, as estradas de 2 vias e as estradas multivias. O volume 3, composto por 8 capítulos, trata os elementos das infraestruturas viárias que devido à existência, por exemplo, de sinalização específica, exibem interrupções no escoamento das correntes de tráfego. É neste volume que se encontram as metodologias de análise para estradas urbanas, para interseções semaforizadas, prioritárias e rotundas e ainda para as infraestruturas pedonal e ciclista (TRB, 2011).

Finalmente, o volume 4 cujo acesso é exclusivo para utilizadores do HCM registados via internet, é um volume que se encontra disponível numa plataforma Web (www.HCM2010.org) e é composto por capítulos adicionais contendo detalhes metodológicos e questões emergentes, interpretações, clarificações e correções, casos de estudos e ainda uma livreria de referências técnicas contendo uma seleção de artigos, relatórios técnicos e documentos associados, com informação de base sobre o desenvolvimento das metodologias do HCM 2010 (TRB, 2011).

Relativamente às novidades introduzidas no HCM 2010, estas incluem uma nova abordagem para a avaliação das estradas urbanas a qual passa a ser efetuada integrando os diversos modos, a partir dos pontos de vista dos condutores, dos peões, dos ciclistas e dos passageiros de transportes públicos. São também fornecidas indicações sobre o modo mais apropriado para a aplicação de análises com o recurso a microsimulação e a avaliação dos resultados produzidos. É igualmente introduzida a questão da gestão ativa do tráfego como forma de gerir, através de estratégias apropriadas (por exemplo, tarifação do congestionamento, sistemas de informação aos viajantes, controlo dos sistemas semaforizados, harmonização de velocidades, entre outras), a relação entre procura e capacidade de modo a aliviar os congestionamentos rodoviários, e por fim são apresentadas tabelas gerais com volumes de serviços de forma a apoiar os projetistas no dimensionamento dos elementos das infraestruturas viárias.

No que toca às autoestradas, é apresentada uma nova tabela para os níveis de serviço com base na densidade. São também atualizadas as curvas velocidade-débito para secções correntes e é introduzida uma nova curva que representa o comportamento das correntes de tráfego para velocidades em regime livre de 75 milhas/h (aproximadamente 120 km/h). As atualizações incluem ainda novos desenvolvimentos relativamente ao impacto das condições climáticas e zonas de obras na capacidade das autoestradas e ainda sobre o impacto de medidas ativas de gestão de tráfego nas operações deste tipo de estradas (TRB, 2011).

Quanto aos segmentos de entrecruzamento, apesar de se ter mantido no HCM 2010 um procedimento de análise deste tipo de secções muito semelhante ao descrito no HCM 2000, os modelos utilizados foram atualizados com novos dados. Para além disto, a determinação das velocidades dos veículos que entrecruzam e dos veículos que não entrecruzam passam a ser efetuadas através de apenas um algoritmo, para cada um dos casos, independentemente da configuração geométrica da troço de entrecruzamento. Também o limite que define o nível de serviço F nestes elementos foi alterado na nova edição (TRB, 2011). Por último, nos ramos de ligação o HCM 2010 introduz algumas revisões à metodologia preconizada no HCM 2000, designadamente a inclusão de procedimentos para a verificação de distribuições de tráfego pelas vias que sejam irrealistas e a correção de uma tendência ilógica que se verificava no procedimento envolvendo ramos de entrada em autoestradas com oito vias (TRB, 2011).

4.3 A ANÁLISE DO DESEMPENHO DE AUTOESTRADAS PELO HCM

Nesta secção apresenta-se de forma sucinta os principais conceitos e a metodologia proposta na edição de 2000 do HCM (HCM 2000) para a avaliação dos níveis de serviço em secções correntes de autoestradas. O texto aqui apresentado é baseado no HCM 2000 e no documento em português (Costa e Macedo, 2008) elaborado a partir desse documento de referência.

As autoestradas são estradas que se destinam a proporcionar aos condutores boas condições de circulação, em que os sentidos de tráfego se encontram fisicamente separados por intermédio de um separador central, com duas ou mais vias de tráfego por sentido e com os acessos condicionados. Nas autoestradas não existem cruzamentos de nível e não são permitidos acessos diretos a partir das propriedades contíguas. As entradas e saídas das autoestradas realizam-se por intermédio de ramos de ligação convenientemente projetados, de modo a facilitar as respetivas manobras de convergência e divergência.

As condições de escoamento numa autoestrada resultam principalmente das interações entre os próprios veículos da corrente de tráfego e entre estes e as características geométricas.

4.3.1. Componentes de uma Autoestrada

Geralmente numa autoestrada considera-se, para efeito de estudo da capacidade e dos níveis de serviço três tipos de troços diferentes:

- Seções correntes - representam os segmentos da autoestrada livres de qualquer perturbação produzida pela entrada e saída de veículos;
- Segmentos ou troços de entrecruzamento - são segmentos onde duas ou mais correntes de tráfego, movendo-se no mesmo sentido, se cruzam através de um movimento de convergência seguido de um movimento de divergência;
- Ramos de ligação - são as secções em que ocorrem as manobras de convergência ou divergência devido às entradas ou saídas de veículos. Estas são feitas, geralmente, por vias de aceleração ou de desaceleração

Estas três componentes quando surgem sequencialmente formam a infraestrutura autoestrada. A análise do desempenho de uma autoestrada através do HCM 2000 é efetuada através da análise de cada um dos segmentos acima referidos nos quais se decompõem uma autoestrada. A Figura 4.1 ilustra um exemplo de decomposição de uma autoestrada nos seus componentes elementares.

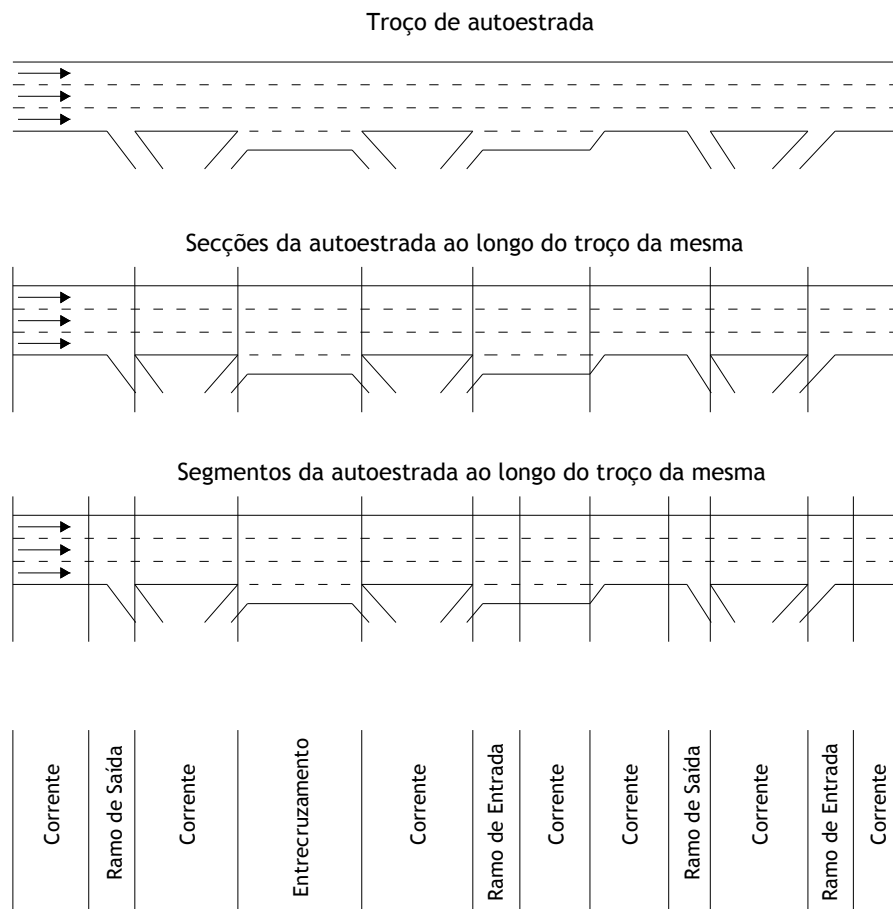


Figura 4.1 - Decomposição de uma autoestrada nas componentes elementares (HCM 2000)

4.3.2. Relações Velocidade - Débito e Concentração - Débito

As relações velocidade - débito e concentração - débito para um troço de autoestrada em que a velocidade em regime livre é conhecida são as apresentadas na Figura 4.2 e Figura 4.3, respetivamente, e são em tudo semelhantes às apresentadas no HCM 2000 para as estradas de vias múltiplas.

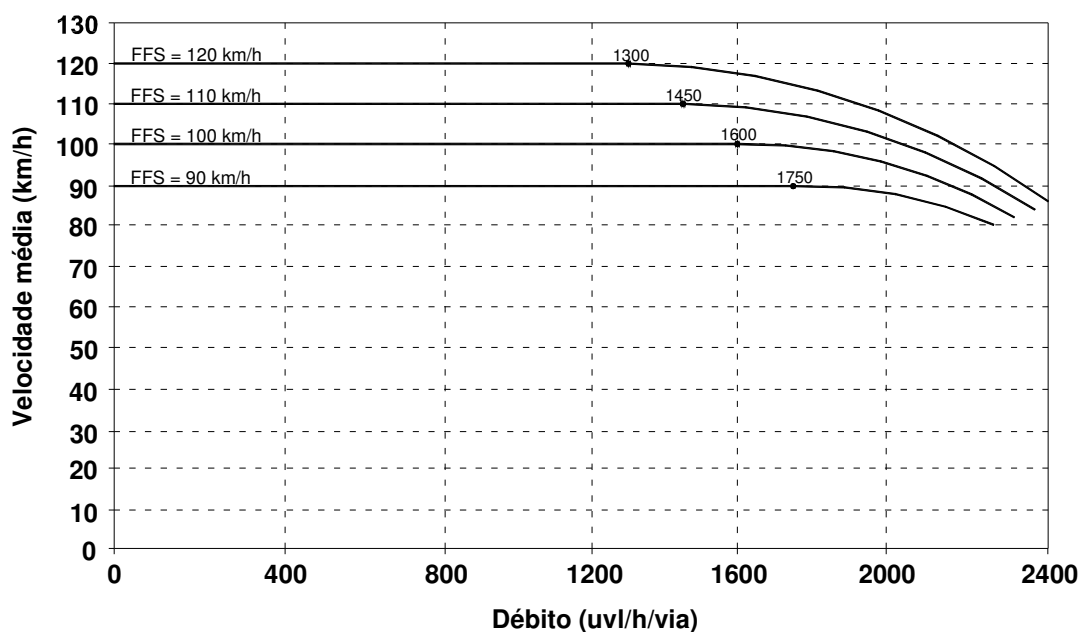


Figura 4.2 - Relação Velocidade - Débito (adaptado HCM 2000)

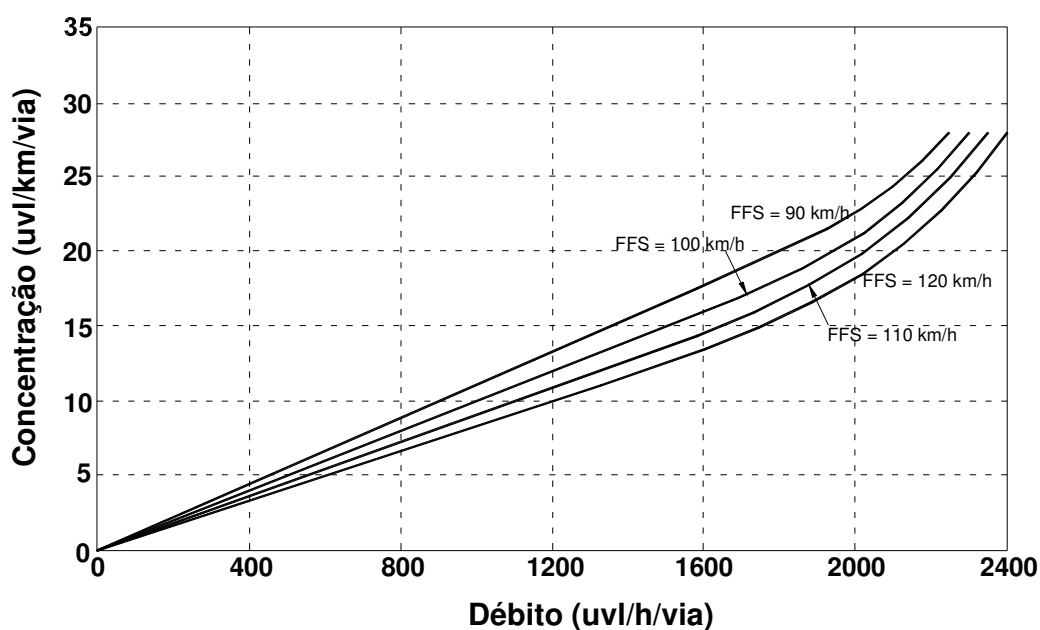


Figura 4.3 - Relação Concentração - Débito (adaptado HCM 2000)

Como se pode verificar a partir da análise da Figura 4.2, a velocidade do tráfego em autoestradas não é afetada para valores do débito correspondentes a condições de tráfego baixo a moderado. Assim, para uma autoestrada com uma velocidade em regime livre de 120km/h, a velocidade média de percurso mantém-se constante para um débito inferior a 1300 uvl/h/via. Para velocidades em regime livre inferiores a 120 km/h, o intervalo em que a velocidade média de percurso é constante corresponde a débitos superiores a 1300 uvl/h/via. Assim, a velocidade em regime livre quando medida no terreno, corresponde à velocidade média de percurso quando o débito é inferior a 1300 uvl/h/via.

A definição das curvas apresentadas na Figura 4.2 pode ser efetuada por via analítica por intermédio das seguintes expressões:

Para $90 \text{ km/h} \leq FFS \leq 120 \text{ km/h}$ e $(3100 - 15FFS) < v_p \leq (3400 - 30FFS)$:

$$S = FFS - \left[\frac{1}{28} (23FFS - 1800) \left(\frac{v_p + 15FFS - 3100}{20FFS - 1300} \right)^{2,6} \right] \quad (4.1)$$

Para $90 \text{ km/h} \leq FFS \leq 120 \text{ km/h}$ e $v_p \leq (3100 - 15FFS)$:

$$S = FFS \quad (4.2)$$

onde:

- FFS - velocidade em regime livre (km/h);
- v_p - débito (uvl/h/via);
- S - velocidade média de percurso (km/h).

4.3.3. Capacidade em Secções Correntes de Autoestrada

O HCM 2000 estabelece que a capacidade de uma autoestrada para as condições base de tráfego e de traçado pode atingir os 2400 uvl/h/via, admitindo que este valor é um valor médio considerando as vias que compõem a faixa de rodagem. Este valor é, segundo o HCM 2000, geralmente atingido quando a velocidade em regime livre é igual ou superior a 120 km/h. Porém, verifica-se que à medida que a velocidade em regime livre diminui também o valor da capacidade sofre uma ligeira diminuição. A partir da expressão (4.6) é possível obter o valor da capacidade em função da velocidade em regime livre.

$$\text{Capacidade} = 1800 + 5FFS \quad (4.3)$$

Para efeitos de estudo da capacidade e dos níveis de serviço, as condições base que uma secção corrente de autoestrada tem de satisfazer para se alcançar aquele valor da

capacidade são as seguintes (TRB, 2000):

- Largura das vias igual a 3,6 m;
- Desobstrução lateral do lado da berma direita mínima - 1,8 m;
- Desobstrução lateral do lado do separador central mínima - 0,6 m;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Espaçamento entre nós de ligação mínimo - 3 km;
- Terreno plano, com traneis cuja declive seja $\leq 2\%$;
- Condutor habitual do percurso;
- Velocidade em regime livre igual ou superior a 110 km/h.

4.3.4. Critérios para a Definição do Nível de Serviço

O escoamento do tráfego numa secção corrente de autoestrada é caracterizado por três medidas de desempenho:

- Concentração, em termos de veículos ligeiros de passageiros por quilómetro por via;
- Velocidade, em termos de velocidade média dos veículos ligeiros de passageiros;
- Razão débito/capacidade.

O critério para a definição do nível de serviço em autoestradas é baseado na concentração, a qual é calculada através do quociente entre o débito por via e a velocidade, sendo os valores limites associados a cada nível de serviço apresentado no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Definição do nível de serviço em secções correntes de autoestradas (HCM 2000)

NÍVEL DE SERVIÇO	CONCENTRAÇÃO (UVL/KM/VIA)
A	0 - 7
B	> 7 - 11
C	> 11 - 16
D	> 16 - 22
E	> 22 - 28
F	> 28

De referir que quando se compara o valor máximo da concentração para um determinado nível de serviço para autoestradas com o correspondente para estradas de vias múltiplas (TRB, 2000), verifica-se que os valores para autoestradas são ligeiramente inferiores. Isto reflete as expectativas dos condutores por melhor qualidade do serviço quando utilizam uma autoestrada em comparação com uma estrada de vias múltiplas.

De realçar ainda que a capacidade corresponde a uma concentração de 28 uvl/km/via.

O Quadro 4.2 apresenta os valores de diferentes variáveis para cada nível de serviço, salientando-se que os valores da concentração são independentes da velocidade em regime livre.

Quadro 4.2 - Critérios para definição do nível de serviço em autoestradas (HCM 2000)

FFS (km/h)	CRITÉRIO	NÍVEL DE SERVIÇO				
		A	B	C	D	E
120	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	120,0	120,0	114,6	99,6	85,7
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,35	0,55	0,77	0,92	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	840	1320	1840	2200	2400
110	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	110,0	110,0	108,5	97,2	83,9
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,33	0,51	0,74	0,91	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	770	1210	1740	2135	2350
100	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	100,0	100,0	100,0	93,8	82,1
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,30	0,48	0,70	0,90	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	700	1100	1600	2065	2300
90	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	90,0	90,0	90,0	89,1	80,4
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,28	0,44	0,64	0,87	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	630	990	1440	1955	2250

4.4 DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO EM SECÇÕES CORRENTES

O nível de serviço pode ser diretamente determinado a partir da Figura 4.4 ou Quadro 4.2 com base nos valores, da velocidade em regime livre e do débito para o período de ponta de 15 minutos.

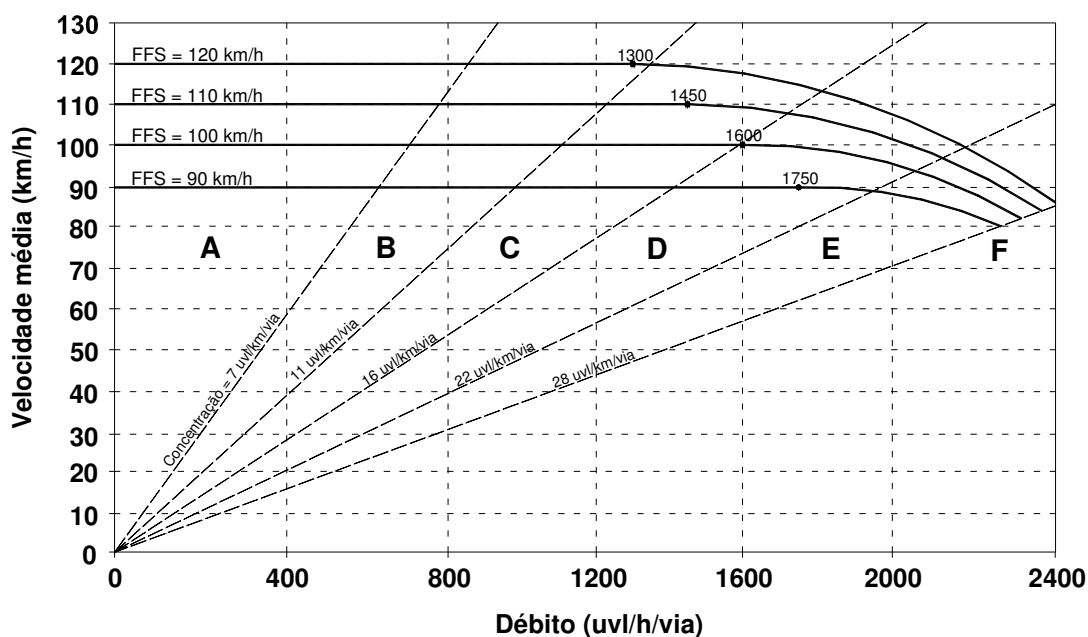


Figura 4.4 - Curvas velocidade - débito e critério para definição do nível de serviço (HCM 2000)

Pode-se também efetuar por via indireta o valor da concentração, D , através da determinação do débito de veículos ligeiros para o período de ponta de 15 minutos, v_p , com base em contagens para o volume de tráfego realizadas para a hora de ponta, e da velocidade média no espaço, S , da corrente de tráfego. A expressão que o possibilita é a seguinte:

$$D = \frac{v_p}{S} \quad (4.4)$$

em que:

- D - concentração (uvl/km/via);
- v_p - débito (uvl/h/via);
- S - velocidade média de percurso (km/h).

Assim, torna-se essencial a determinação da velocidade em regime livre, bem como do débito no local onde se pretende avaliar o nível de serviço. De seguida serão apresentadas as metodologias preconizadas no HCM 2000 para esse efeito.

4.4.1. Determinação da Velocidade em Regime Livre

A velocidade em regime livre em autoestradas é a velocidade média dos veículos ligeiros de passageiros quando o fluxo de tráfego é baixo a moderado (débito igual ou inferior a 1300 uvl/h/via).

Podem ser utilizados dois métodos para a determinação da velocidade em regime livre para uma autoestrada. O primeiro, que preferencialmente deverá ser o utilizado, consiste em fazer a sua medição no local, para condições de tráfego baixo a moderado (≤ 1300 uvl/h/via). Habitualmente, os períodos fora das horas de ponta durante um dia da semana são os mais adequados para se observar as condições de tráfego necessárias. O procedimento a adotar para o cálculo da velocidade em regime livre consiste na consideração de uma amostra de no mínimo 100 veículos ligeiros de passageiros para os quais se mede a respetiva velocidade. Essa amostra deve conter veículos que circulam em todas as vias de tráfego e pode ser constituída por todos os veículos ligeiros de passageiros que passam no local da medição, ou em alternativa, numa amostra obtida de forma sistemática de veículos selecionados, por exemplo, de dez em dez. A velocidade em regime livre corresponderá assim à média das velocidades dos veículos considerados na amostra. Esta velocidade refletirá todas as condições locais que influenciam a velocidade e são considerados no HCM 2000, tais como, largura das vias, desobstrução lateral, densidade de nós de ligação, número de vias, bem como a velocidade máxima legal permitida ou o traçado (em planta ou perfil longitudinal).

O segundo método, que deverá ser utilizado sempre que a medição no local não seja possível, consiste em estimar a velocidade em regime livre a partir da expressão (4.5).

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} \quad (4.5)$$

onde:

- FFS - velocidade em regime livre estimada (km/h);
- BFFS - velocidade em regime livre base (km/h);
- f_{LW} - ajustamento devido à largura das vias (Quadro 4.3);
- f_{LC} - ajustamento devido à desobstrução lateral do lado da berma direita (Quadro 4.4);
- f_N - ajustamento devido ao número de vias (Quadro 4.5);
- f_{ID} - ajustamento devido à densidade de nós de ligação (Quadro 4.6).

Como fica claro da análise da expressão (4.8) a velocidade em regime livre base, que normalmente corresponde a 100 km/h para autoestradas urbanas e a 120 km/h para autoestradas rurais (TRB, 2000) mas que pode ser inferior, por exemplo, se a velocidade limite legal for inferior, constitui o valor de referência que tem de ser ajustado tendo em consideração os

seguintes quatro fatores: largura das vias, desobstrução lateral, número de vias e densidade de nós de ligação. O primeiro ajustamento necessário é o devido à largura das vias, cujos valores de redução da velocidade são dados pelo Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Ajustamento (f_{LW}) devido à largura das vias (HCM 2000)

LARGURA DA VIA (m)	REDUÇÃO NA FFS, f_{LW} (km/h)
3,6	0,0
3,5	1,0
3,4	2,1
3,3	3,1
3,2	5,6
3,1	8,1
3,0	10,6

O ajustamento devido à desobstrução lateral do lado da berma direita é obtido pelo Quadro 4.4. Note-se que as condições base atrás enunciadas impõem para desobstrução lateral do lado esquerdo um mínimo de 0,60m, o que se admite ser sempre conseguido e, portanto, não há lugar para se fazer ajustamento à velocidade em regime livre provocado pela proximidade do separador central.

Quadro 4.4 - Ajustamento (f_{LC}) devido à desobstrução lateral (HCM 2000)

DESOBSTRUÇÃO LATERAL BERMA DIREITA (m)	REDUÇÃO DA VELOCIDADE EM REGIME LIVRE, f_{LC} (km/h)			
	VIAS NUM SENTIDO			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1,8	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	1,0	0,7	0,3	0,2
1,2	1,9	1,3	0,7	0,4
0,9	2,9	1,9	1,0	0,6
0,6	3,9	2,6	1,3	0,8
0,3	4,8	3,2	1,6	1,1
0,0	5,8	3,9	1,9	1,3

O ajustamento devido ao número de vias de tráfego para autoestradas em zona urbana é dado no Quadro 4.5. Em autoestradas em zona rural considera-se sempre $f_N = 0,0$.

Quadro 4.5 - Ajustamento (f_N) devido ao número de vias (autoestradas urbanas) (HCM 2000)

NÚMERO DE VIAS (NUM SENTIDO)	REDUÇÃO NA FFS, f_N (km/h)
≥ 5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

A densidade de nós de ligação corresponde ao número de nós de ligação por quilómetro e o seu efeito é apresentado no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Ajustamento (f_{ID}) devido à densidade de nós de ligação (HCM 2000)

NÓS DE LIGAÇÃO POR KM	REDUÇÃO NA FFS, f_{ID} (km/h)
$\leq 0,3$	0,0
0,4	1,1
0,5	2,1
0,6	3,9
0,7	5,0
0,8	6,0
0,9	8,1
1,0	9,2
1,1	10,2
1,2	12,1

4.4.2. Determinação do Débito

A expressão que permite calcular o débito para o período de ponta de 15 minutos, com base nos valores do volume de tráfego medido para a hora de ponta, é a seguinte:

$$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{hv} \times f_p} \quad (4.6)$$

em que:

- v_p - débito para o período de ponta de 15 minutos (uvl/h);
- V - volume de tráfego para a hora de ponta (veíc/h);
- PHF - fator de ponta horária;
- N - número de vias;
- f_{HV} - fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego;
- f_p - fator de ajustamento devido ao tipo de condutor.

Sempre que não existam dados locais para o fator de ponta horária, podem-se considerar os seguintes como valores de referência:

- 0,88 - Áreas Rurais;
- 0,92 - Áreas Urbanas.

O fator de ajustamento (f_{HV}) devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego, é obtido com recurso à seguinte expressão:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (4.7)$$

onde:

- f_{HV} - fator de ajustamento devido à existência de veículos pesados;
- P_T - proporção de camiões na corrente de tráfego;
- P_R - proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego;
- E_T - fator de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros;
- E_R - fator de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros.

No ajustamento devido aos veículos pesados não se distinguem, para efeito destes estudos, os camiões dos autocarros, pelo que se deve considerar na proporção de camiões o conjunto de veículos do tipo camião e autocarro.

Os fatores de equivalência E_T e E_R a utilizar dependem se o segmento a analisar é um troço extenso ou um trainel específico, tendo em conta o seguinte critério (ver Figura 4.5):

- Troços extensos - incluem subidas, descidas e zonas em patamar que pelo declive e/ou extensão não produzam um efeito significativo nas condições de escoamento de tráfego;
- Trainéis específicos - se um trainel tiver uma declive inferior a 3 % mas a sua extensão for superior a 1,0 km, ou se o trainel tiver uma declive igual ou superior a 3 % e a sua extensão ultrapasse os 500 m, estes devem ser analisados separadamente.

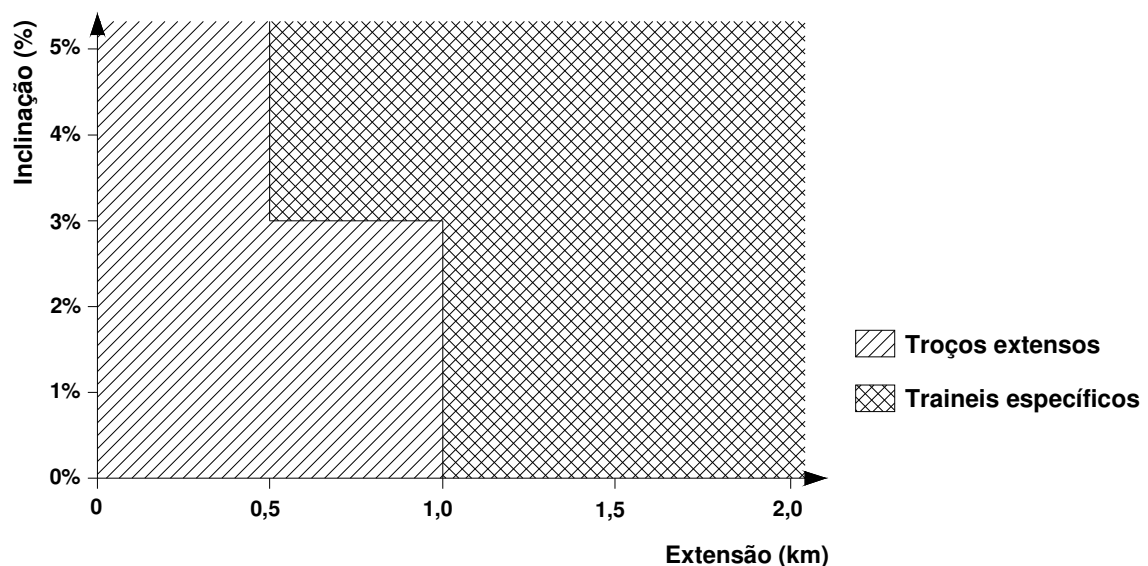


Figura 4.5 - Caracterização de trainéis específicos e troços extensos para a determinação dos coeficientes de equivalência de veículos pesados

No caso de troços extensos consideram-se três tipos de terreno:

- Terreno Plano - se o traçado da estrada, quer em planta, quer em perfil longitudinal, permitir que os veículos pesados mantenham sensivelmente a mesma velocidade dos veículos ligeiros. Inclui trainéis de curta extensão com declive não superior a 2 %.
- Terreno Ondulado - se o traçado da estrada provocar nos veículos pesados uma redução de velocidade tal, que a velocidade desses veículos seja substancialmente inferior à velocidade dos veículos ligeiros, mas sem que atinjam “velocidade lenta”

durante um período significativo de tempo ou intervalos frequentes.

- Terreno Montanhoso - se o traçado obrigar os veículos pesados a circular a “velocidade lenta” em extensões significativas ou em intervalos frequentes.

Os fatores de equivalência de veículos pesados em troços extensos são dados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Fatores de Equivalência para pesados e RVs em troços extensos (HCM 2000)

FATOR	TIPO DE TERRENO		
	PLANO	ONDULADO	MONTANHOSO
ET (Camiões e Autocarros)	1,5	2,5	4,5
ER (RVs)	1,2	2,0	4,0

Para a determinação dos coeficientes de equivalência em traineis é necessário considerar separadamente os traineis ascendentes e descendentes e ainda se o trainel é isolado, ou composto por uma série de traineis adjacentes que constituem os designados traineis compostos.

Para traineis ascendentes os fatores de equivalência dos camiões e autocarros, e veículos de recreio são dados, respetivamente nos Quadro 4.8 e Quadro 4.9.

Quadro 4.8 - Fatores de Equivalência para Camiões e Autocarros em traineis ascendentes (HCM 2000)

DECLIVE (%)	EXTENSÃO (km)	FATOR DE EQUIVALÊNCIA PARA CAMIÕES E AUTOCARROS - E_T								
		PERCENTAGEM DE CAMIÕES E AUTOCARROS								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todas	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
≥2-3	0,0-0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,8-1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>1,2-1,6	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>1,6-2,4	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>2,4	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

DECLIVE (%)	EXTENSÃO (km)	FATOR DE EQUIVALÊNCIA PARA CAMIÕES E AUTOCARROS - E_T								
		PERCENTAGEM DE CAMIÕES E AUTOCARROS								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
>3-4	0,0-0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	>0,8-1,2	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>1,2-1,6	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>1,6-2,4	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
	>2,4	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
>4-5	0,0-0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>0,8-1,2	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	>1,2-1,6	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	>1,6	5,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0
>5-6	0,0-0,4	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,5	4,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>0,5-0,8	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	>0,8-1,2	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	>1,2-1,6	5,5	5,0	4,5	4,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	>1,6	6,0	5,0	5,0	4,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
>6	0,0-0,4	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>0,4-0,5	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	>0,5-0,8	5,0	4,5	4,0	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	>0,8-1,2	5,5	5,0	4,5	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0
	>1,2-1,6	6,0	5,5	5,0	5,0	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5
	>1,6	7,0	6,0	5,5	5,5	5,0	4,5	4,0	4,0	4,0

Quadro 4.9 - Fatores de Equivalência para veículos de recreio em traineis ascendentes (HCM 2000)

DECLIVE (%)	EXTENSÃO (km)	FATOR DE EQUIVALÊNCIA PARA VEÍCULOS DE RECREIO - E _R								
		PERCENTAGEM DE VEÍCULOS DE RECREIO (RVs)								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
≤2	Todas	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
>2-3	0,0-0,8	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	>0,8	3,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,2	1,2	1,2
>3-4	0,0-0,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	>0,4-0,8	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	>0,8	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5
>4-5	0,0-0,4	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	4,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>0,8	4,5	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0
>5	0,0-0,4	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5
	>0,4-0,8	6,0	4,0	4,0	3,5	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0
	>0,8	6,0	4,5	4,0	4,5	3,5	3,0	3,0	2,5	2,0

Em traineis descendentes o fator de equivalência dos caminhões é dado no Quadro 4.10, enquanto o fator de equivalência dos veículos de recreio é dado no Quadro 4.7 considerando terreno plano.

Quadro 4.10 - Fatores de Equivalência para Camiões em traineis descendentes (HCM 2000)

DECLIVE (%)	EXTENSÃO (km)	FATOR DE EQUIVALÊNCIA PARA VEÍCULOS DE RECREIO - E _R			
		PERCENTAGEM DE VEÍCULOS DE RECREIO (RVs)			
		5	10	15	20
<4	Todas	1,5	1,5	1,5	1,5
4-5	≤6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
	>6,4	2,0	2,0	2,0	1,5
>5-6	≤6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
	>6,4	5,5	4,0	4,0	3,0
>6	≤6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
	>6,4	7,5	6,0	5,5	4,5

Finalmente, a determinação dos coeficientes de equivalência em traineis compostos baseia-se no conceito de trainel equivalente. A forma mais simplista de obter a declive do trainel equivalente é efetuar a média, ponderada pelas extensões, das declives dos traineis adjacentes. No entanto este processo só é aceitável para traineis com declives iguais ou inferiores a 4 % ou a extensão total do trainel composto não exceder os 1200 m.

Caso contrário, deve-se utilizar um processo mais rigoroso, em que se recorre às curvas da Figura 4.6. Este consiste em encontrar o declive do trainel equivalente com extensão igual à do trainel composto, de modo que as velocidades que os camiões atingem no final do trainel composto ou no final do trainel equivalente sejam iguais.

O processo a aplicar e que se baseia na Figura 4.6 consiste nos seguintes passos principais:

1 - A partir do declive e extensão do trainel inicial determina-se a velocidade no final do primeiro trainel.

2 - Determinar a extensão de uma trainel fictício, em que se considera que o declive desse trainel é igual ao declive do segundo trainel, de modo a que a velocidade no final desse trainel fictício seja a mesma que foi obtida no passo 1. Este ponto será o ponto de partida para o trainel seguinte.

3 - Adicionar à extensão do segundo trainel a extensão da trainel fictício, que foi obtida no passo 2. Determina-se deste modo a velocidade do camião no extremo final do segundo trainel.

4 - Por cada trainel adicional é necessário repetir os passos de 1 a 3.

5 - Com a velocidade do camião no final do trainel composto e a sua extensão total, encontrando-se o declive do trainel equivalente.

Neste procedimento é importante identificar qual é o ponto do trainel composto em que a velocidade é menor, pois é nesse ponto que o efeito provocado pelos camiões na corrente de tráfego é mais crítico.

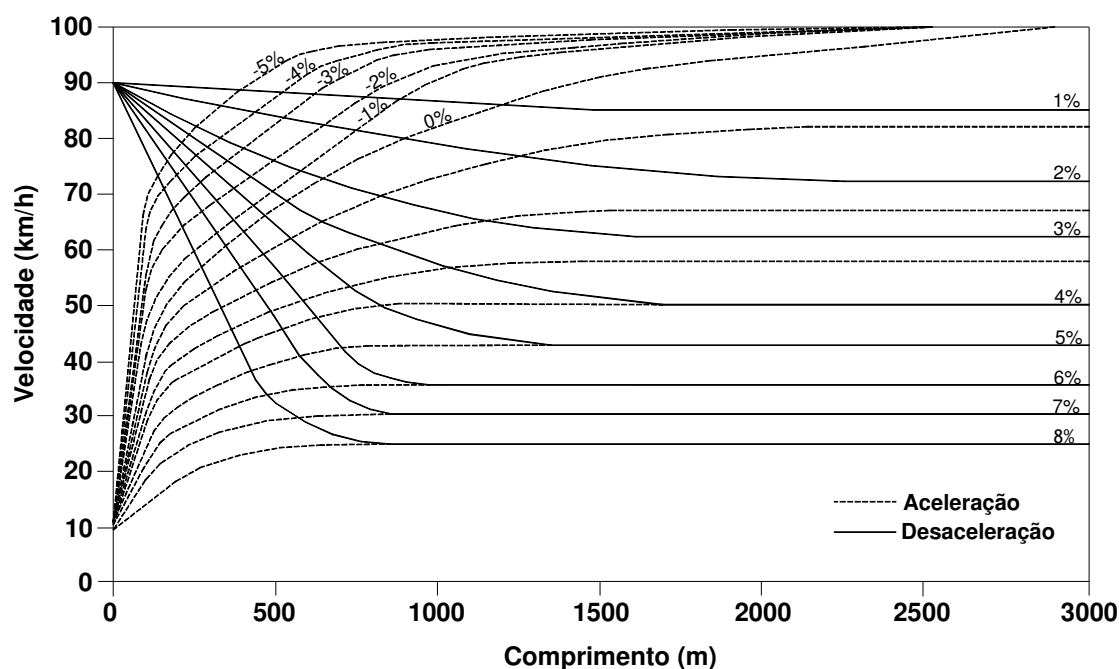


Figura 4.6 - Curvas de aceleração e desaceleração de caminhões (120 kg/kW) em traineis (HCM 2000)

Para determinar o efeito do tipo de condutor, considera-se que estes podem dividir-se em duas classes, uma de condutores que usam regularmente o segmento em estudo (condutores habituais com $f_p = 1,00$) e outra em que os condutores não passam frequentemente no local, para os quais o fator f_p é 0,85.

Resumindo, o procedimento necessário à determinação do nível de serviço consiste em:

- 1 - Definir e dividir a autoestrada em troços cujas características são idênticas.
- 2 - Para cada troço a analisar e tendo como base a velocidade em regime livre medida ou estimada, construir a respetiva curva velocidade - débito com uma forma aproximada à das curvas típicas apresentadas na Figura 4.4. A curva definida deve intercalar o eixo das ordenadas no valor da velocidade em regime livre. O débito máximo corresponderá ao valor da capacidade (correspondente a uma concentração de 28 uvl/km/via). Para a definição analítica dessa curva podem ser usadas as expressões (4.1) e (4.2).
- 3 - Com base no valor do débito calculado pela expressão (4.6), ler na curva da velocidade em regime livre obtida no passo 2 e determinar a velocidade média de percurso e o nível de serviço correspondente a esse ponto.
- 4 - Determinar a concentração de acordo com a expressão (4.4).

4.5 NOVOS DESENVOLVIMENTOS INTRODUZIDOS PELO HCM 2010

A edição de 2010 do HCM (HCM 2010) apresenta metodologias para a análise do desempenho das várias componentes de uma autoestrada. No que toca às secções correntes, foco deste trabalho, o HCM 2010 introduz algumas alterações relativamente ao HCM 2000, apesar de em termos de procedimento de cálculo essas alterações não serem significativas.

Assim, a primeira diferença significativa que surge com o HCM 2010 é a não existência de uma versão internacional em unidades métricas. Este ponto é crucial, pois implica que todos os valores apresentados nas várias metodologias tenham de ser convertidos do sistema comum de unidades dos EUA para o sistema métrico. Esta questão não seria relevante no caso da versão métrica do HCM 2000 ter sido adaptada da versão usando o sistema comum de unidades dos EUA, através de uma simples conversão de valores. No entanto tal não aconteceu, tendo a conversão sido efetuada de uma forma grosseira. A título de exemplo apresentam-se as curvas velocidade-débito em autoestradas para várias velocidades em regime livre (FFS - *Free Flow Speed*) presentes nas duas versões do HCM 2000 (Figura 4.7 e Figura 4.8).

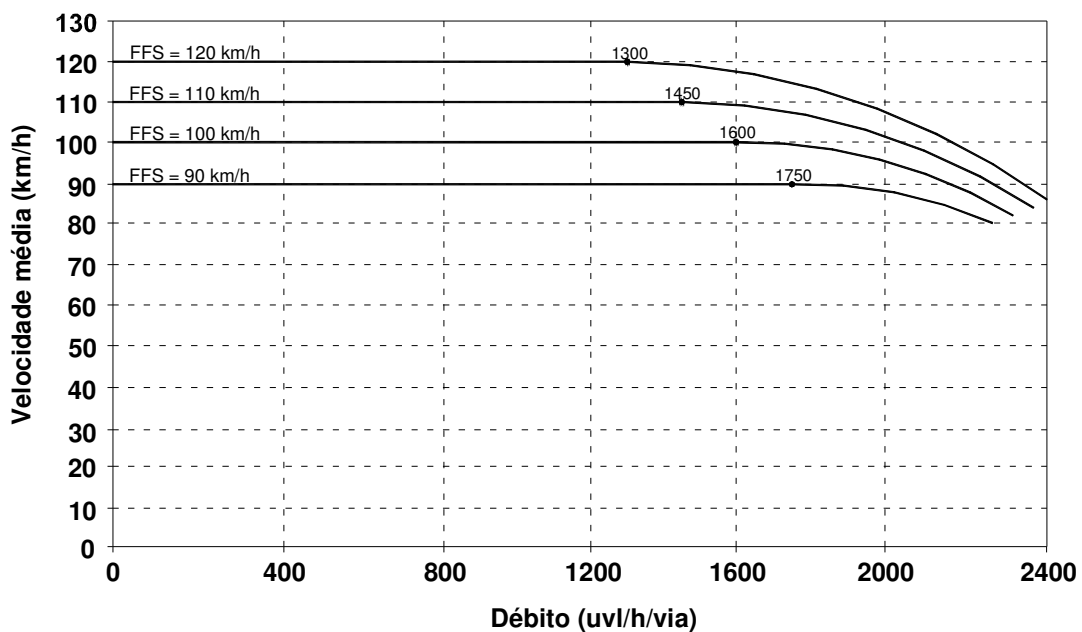


Figura 4.7 - Relações velocidade - débito na versão métrica (adaptado HCM 2000)

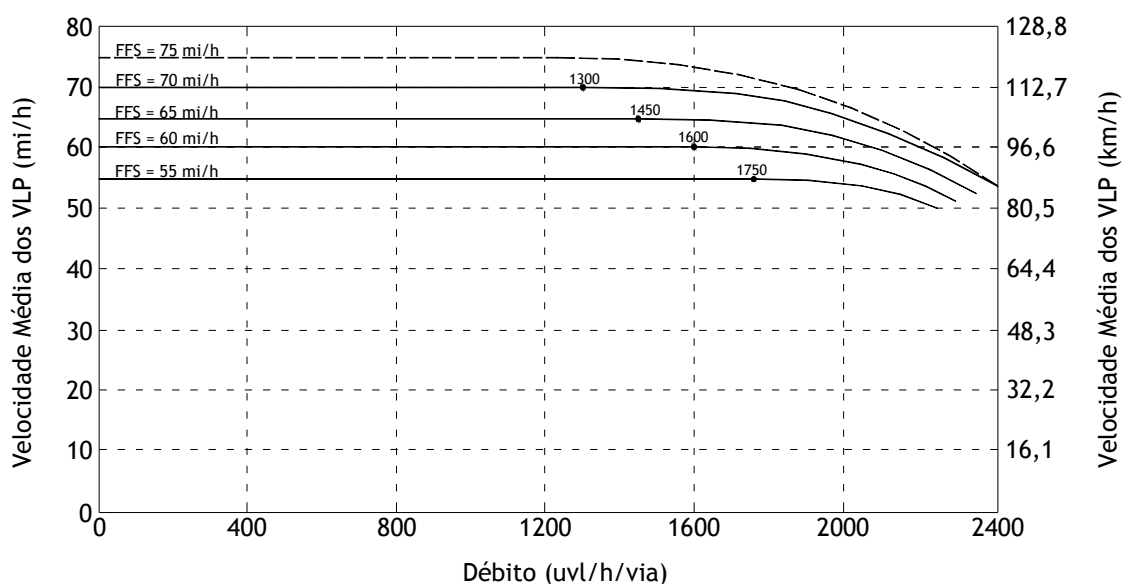


Figura 4.8 - Relações velocidade - débito na versão sistema comum de unidades dos EUA (adaptado HCM 2000)

Da análise da Figura 4.7 e Figura 4.8 fica patente que as relações entre a velocidade e o débito existentes nas duas versões do HCM 2000 não são claramente coincidentes. Como já foi referido, a adaptação da versão métrica do HCM 2000 foi conseguida através de arredondamentos grosseiros a partir dos valores presentes na versão norte-americana do HCM 2000. Esta metodologia, introduziu desvios, que em alguns casos são bastante significativos, e que tornam impossível a comparação de resultados obtidos a partir da utilização das duas versões do HCM 2000.

Com a publicação de apenas uma versão do HCM 2010, o *Transportation Research Board* procurou minimizar os problemas surgidos pela conversão de unidades, sugerindo que as mesmas passassem a ser efetuadas através dos fatores de conversão internacionalmente aceites. Desta forma, para um mesmo problema os cálculos efetuados produzirão os mesmos resultados independentemente do sistema de unidades utilizado.

Em termos metodológicos propriamente ditos, a primeira grande alteração introduzida na metodologia de determinação dos níveis de serviço em secções correntes de autoestradas com o HCM 2010 é a inclusão da curva velocidade-débito para segmentos de autoestrada com uma velocidade em regime livre de 75 mi/h. Uma curva para esta velocidade em regime livre já era sugerida na versão americana do HCM 2000. No entanto, essa curva apresentava algumas particularidades. Por um lado, foi obtida através da extrapolação da curva para FFS=70 mi/h, ao contrário de todas as outras que foram obtidas empiricamente a partir de dados recolhidos em

campo (TRB, 2000a). Por outro lado, essa curva não era de todo assumida, pois não surgia na versão métrica.

No que toca às restantes curvas, que refletem as relações entre velocidade e débito para as velocidades em regime livre entre os 55 e os 70 mi/h, estas foram atualizadas relativamente às existentes no HCM 2000 a partir de dados que entretanto foram recolhidos em 48 locais correspondentes a outras tantas secções de autoestrada em 9 estados dos Estados Unidos (Roess, 2011). A Figura 4.9 mostra as novas curvas velocidade-débito propostas no HCM 2010.

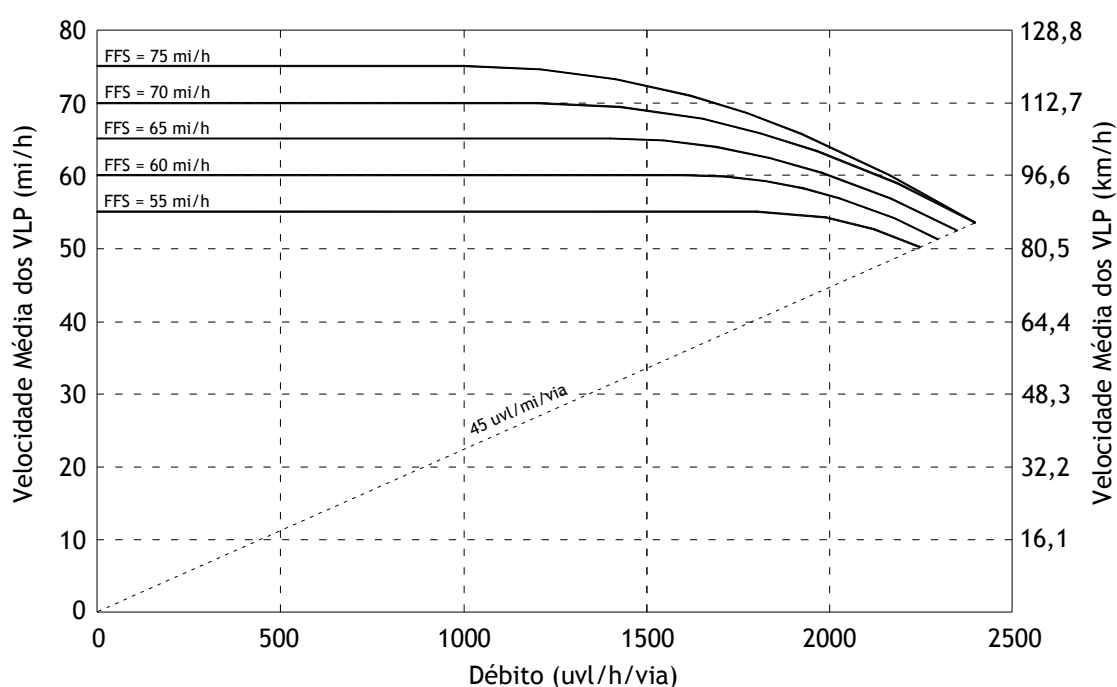


Figura 4.9 - Novas relações velocidade - débito para secções correntes (adaptado HCM 2010)

Comparando as relações velocidade-débito existentes no HCM 2000 e no HCM 2010, as diferenças existentes não são muito significativas. Para além da introdução da curva para a velocidade de regime livre de 75 mi/h, desta feita obtida de forma empírica a partir dos dados recolhidos, alteraram-se os valores do débito para os quais a velocidade deixa de ser constante e igual à velocidade em regime livre. No Quadro 4.11 indicam-se os intervalos de valores para o débito nos quais a velocidade é constante e igual à velocidade em regime livre.

Quadro 4.11 - Intervalos do débito em que a velocidade é constante.

VELOCIDADE EM REGIME LIVRE - FFS	INTERVALO DO DÉBITO EM QUE A VELOCIDADE É CONSTANTE	
	HCM 2000	HCM 2010
55 mi/h	0 - 1750 uvl/h/via	0 - 1800 uvl/h/via
60 mi/h	0 - 1600 uvl/h/via	0 - 1600 uvl/h/via
65 mi/h	0 - 1450 uvl/h/via	0 - 1400 uvl/h/via
70 mi/h	0 - 1300 uvl/h/via	0 - 1200 uvl/h/via
75 mi/h	0 - 1150 uvl/h/via	0 - 1000 uvl/h/via

Em termos de valores da capacidade os valores agora apresentados no HCM 2010 continuam a ser os mesmos existentes no HCM 2000. Finalmente e no que concerne à parte das curvas na qual a velocidade diminui com o aumento do débito até se atingir o valor da capacidade, também aqui foram introduzidas alterações resultantes do trabalho do Comité para a Qualidade de Serviço e Capacidade de Estradas, que produziu o HCM e é responsável pelos seus conteúdos. Neste caso foram ligeiramente alteradas as expressões que permitem conhecer a velocidade em função do débito, sendo que as novas expressões fornecem valores ligeiramente mais baixos do que os obtidos pelas expressões existentes no HCM 2000. Esta diferença tende a diminuir à medida que a FFS diminui, tal como se pode constatar da análise da Figura 4.10.

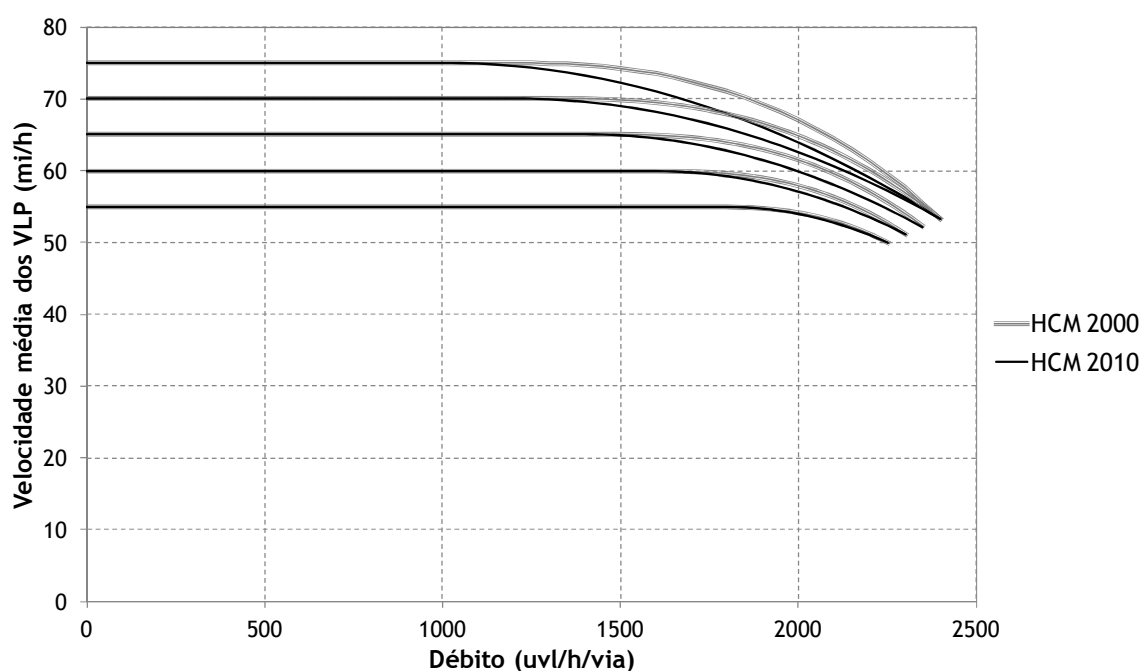


Figura 4.10 - Comparação entre as curvas apresentadas no HCM 2000 e no HCM 2010

No Quadro 4.12 indicam-se as expressões que definem analiticamente as curvas representadas na Figura 4.10.

Quadro 4.12 - Definição analítica das curvas que relacionam velocidade e débito (adaptado de HCM 2000 e HCM 2010)

VERSÃO DO HCM	EXPRESSÕES QUE DEFINEM AS CURVAS VELOCIDADE-DÉBITO
HCM 2000	Para $55 \text{ mi/h} \leq FFS \leq 75 \text{ mi/h}$ e $v_p \leq (3400 - 30FFS)$:
	$S = FFS \quad (4.8)$
	Para $70 \text{ mi/h} < FFS \leq 75 \text{ mi/h}$ e $(3400 - 30FFS) < v_p \leq 2400$:
	$S = FFS - \left[\left(FFS - \frac{160}{3} \right) \left(\frac{v_p + 30FFS - 3400}{30FFS - 1000} \right)^{2,6} \right] \quad (4.9)$
HCM 2010	Para $55 \text{ mi/h} \leq FFS \leq 70 \text{ mi/h}$ e $(3400 - 30FFS) < v_p \leq (1700 + 10FFS)$:
	$S = FFS - \left[\frac{1}{9} (7FFS - 340) \left(\frac{v_p + 30FFS - 3400}{40FFS - 1700} \right)^{2,6} \right] \quad (4.10)$
	Para $FFS = 55, 60, 65, 70$ e 75 mi/h e $v_p \leq (4000 - 40FFS)$:
	$S = FFS \quad (4.11)$
HCM 2010	Para $FFS = 75 \text{ mi/h}$ e $(4000 - 40FFS) < v_p \leq (1700 + 10FFS)$:
	$S = 75 - 0,00001107(v_p - 1000)^2 \quad (4.12)$
	Para $FFS = 70 \text{ mi/h}$ e $(4000 - 40FFS) < v_p \leq (1700 + 10FFS)$:
	$S = 70 - 0,00001160(v_p - 1200)^2 \quad (4.13)$
	Para $FFS = 65 \text{ mi/h}$ e $(4000 - 40FFS) < v_p \leq (1700 + 10FFS)$:
	$S = 65 - 0,00001418(v_p - 1400)^2 \quad (4.14)$
	Para $FFS = 60 \text{ mi/h}$ e $(4000 - 40FFS) < v_p \leq (1700 + 10FFS)$:
	$S = 60 - 0,00001816(v_p - 1600)^2 \quad (4.15)$
HCM 2010	Para $FFS = 55 \text{ mi/h}$ e $(4000 - 40FFS) < v_p \leq (1700 + 10FFS)$:
	$S = 55 - 0,00002469(v_p - 1800)^2 \quad (4.16)$

Nota: FFS - Velocidade em regime livre (*Free-Flow Speed*)(mi/h); v_p - débito de procura sob condições equivalentes à base (uvl/h/via); S - Velocidade média dos veículos ligeiros de passageiros (mi/h).

As expressões indicadas no Quadro 4.12 refletem um outro aspeto que se alterou da versão 2000 do HCM para a versão de 2010 e que se prende com a interpolação das curvas para outros valores da velocidade em regime livre, diferentes dos apresentados. Ao invés do que era sugerido no HCM 2000, em que se fazia a medição ou estimação da velocidade em regime livre para a secção corrente que se estava a analisar e se construía por interpolação uma curva velocidade-débito para essa velocidade, curva essa que era usada na avaliação do nível de serviço (de notar que para tal também se podem usar as expressões apresentadas no Quadro 4.12), no HCM 2010 recomenda-se que esse valor da velocidade em regime livre seja arredondado para o múltiplo de 5 mi/h mais próximo, da seguinte forma (TRB, 2011):

- Se $72,5 \text{ mi/h} \leq \text{FFS} < 77,5 \text{ mi/h}$, usar $\text{FFS} = 75 \text{ mi/h}$;
- Se $67,5 \text{ mi/h} \leq \text{FFS} < 72,5 \text{ mi/h}$, usar $\text{FFS} = 70 \text{ mi/h}$;
- Se $62,5 \text{ mi/h} \leq \text{FFS} < 67,5 \text{ mi/h}$, usar $\text{FFS} = 65 \text{ mi/h}$;
- Se $57,5 \text{ mi/h} \leq \text{FFS} < 62,5 \text{ mi/h}$, usar $\text{FFS} = 60 \text{ mi/h}$;
- Se $52,5 \text{ mi/h} \leq \text{FFS} < 57,5 \text{ mi/h}$, usar $\text{FFS} = 55 \text{ mi/h}$.

Esta alteração prende-se com a dificuldade em medir ou estimar a velocidade em regime livre, para além de que esta variável apresenta uma considerável variação entre os valores que são observados e os que são previstos (TRB, 2011).

Em termos de definição do nível de serviço, é adicionada a condição de identificação do nível de serviço F sempre que a procura exceda a capacidade, uma vez que a metodologia analítica proposta não permite determinar a concentração de uma secção corrente quando a procura excede a capacidade (TRB, 2011). Para os restantes níveis de serviço mantêm-se os valores limite propostos no HCM 2000.

Na medição ou estimação da velocidade em regime livre foram também introduzidas algumas alterações importantes.

Em primeiro lugar, sempre que se opte por medir a velocidade em regime livre, a medição deve ser efetuada em períodos de baixo a moderado débito, tendo passado o débito máximo que define essas condições de 1300 uvl/h/via no HCM 2000 para 1000 uvl/h/via no HCM 2010. Em segundo lugar, sempre que seja necessário estimar a velocidade em regime livre, seja porque se está a projetar infraestruturas novas ou por não ser possível nem prático efetuar medições de campo, essa velocidade deixou de ser estimada em função do número de vias, tendo-se mantido as restantes variáveis apesar de algumas modificações. Assim, a velocidade em

regime livre passou a ser obtida através da seguinte expressão:

$$FFS = 75,4 - f_{LW} - f_{LC} - 3,22TRD^{0,84} \quad (4.5)$$

onde:

- FFS - velocidade em regime livre estimada (mi/h);
- f_{LW} - ajustamento devido à largura das vias (mi/h);
- f_{LC} - ajustamento devido à desobstrução lateral do lado da berma direita (mi/h);
- TRD - densidade total de nós de ligação (rampas/mi).

Quer os fatores de ajustamento devido à largura das vias e à desobstrução lateral da berma direita, quer a forma de determinação da densidade total de nós de ligação continuam a assumir no HCM 2010 os mesmos valores e definição que eram propostas no HCM 2000.

Todo o restante procedimento de cálculo que permite avaliar o nível de serviço em secções correntes de autoestradas mantém-se igual ao proposto no HCM 2000, bem como os valores dos fatores de equivalência de veículos pesados que permanecem inalterados.

CAPÍTULO 5

Análise de Sensibilidade aos
Simuladores AIMSUN e VISSIM

5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AOS SIMULADORES AIMSUN E VISSIM

5.1 INTRODUÇÃO

Conforme o exposto no Capítulo 3, a etapa de calibração de um modelo de simulação microscópica de tráfego é sem dúvida crucial no desenvolvimento de um modelo deste tipo. A calibração consiste no ajuste dos diversos parâmetros de calibração do modelo em causa, com o objetivo de tornar o modelo representativo da realidade que se pretende reproduzir. Ora, torna-se assim indispensável compreender de que forma os vários parâmetros de calibração influenciam os resultados obtidos pelo modelo construído. A este processo dá-se o nome de análise de sensibilidade.

Com a análise de sensibilidade procura-se compreender melhor qual é a influência de cada um dos parâmetros de calibração, associados aos diversos modelos de comportamento individual dos veículos que compõem os simuladores microscópicos de tráfego, no comportamento global do modelo, designadamente nos seus resultados. Desta forma, tenta-se conhecer a importância relativa de cada um dos parâmetros intervenientes nos resultados finais obtidos.

Através desta metodologia é possível identificar quais são os parâmetros que têm maior influência em determinado comportamento, bem como conhecer a amplitude de valores que esses parâmetros podem assumir de modo a que se obtenham resultados compatíveis com as observações do sistema real. Este processo é sem dúvida uma ferramenta vital ao serviço do modelador em qualquer projeto de simulação, pois, para além de permitir economias de tempo durante o desenvolvimento do modelo, possibilita também a obtenção de resultados com um maior nível de confiança.

5.2 ABORDAGEM UTILIZADA

Neste trabalho a abordagem utilizada para se efetuar a análise de sensibilidade em cada um dos dois simuladores microscópicos de tráfego escolhidos, o AIMSUN (versão 6.1) e o VISSIM (versão 5.10), consistiu na verificação do impacto nos resultados de cada um dos

parâmetros existentes nos modelos comportamentais, designadamente nos de seguimento (*car-following*) e mudança de via (*lane-changing*), de cada um dos simuladores.

Para o efeito, foi codificada em cada um deles uma pista experimental, inspirada na abordagem utilizada por Manstetten, Krautter e Schwab (1998), que consiste na construção de um anel fechado e num ramo de entrada com a respetiva via de aceleração. A concretização da pista experimental teve como principal premissa a possibilidade de comparação dos seus resultados com as relações fundamentais de tráfego para autoestradas que constam do HCM 2000 (TRB, 2000), uma vez que será realizado no Capítulo 7 uma análise da influência de alguns desses parâmetros. Assim, procurou-se que a conceção da pista experimental seguisse o mais proximamente possível as condições base definidas no HCM 2000, e que são:

- Largura das vias igual a 3,6 m;
- Desobstrução lateral do lado da berma direita mínima - 1,8 m;
- Desobstrução lateral do lado do separador central mínima - 0,6 m;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Espaçamento entre nós de ligação mínimo - 3 km;
- Terreno plano, com traneis cuja declive seja $\leq 2\%$;
- Condutor habitual do percurso;
- Velocidade em regime livre igual ou superior a 110 km/h.

Com estes pressupostos foi então concebida uma pista experimental composta por dois alinhamentos retos com 3000 m de extensão, ligados por duas curvas circulares com 850 m de raio. A extensão da via de aceleração do ramo de entrada é de 270 m. Tratando-se o objeto de estudo de autoestradas, e uma vez que estas geralmente têm um perfil transversal de 2x2 vias, a pista experimental possui duas vias de tráfego com largura de 3,6 m. Toda a pista experimental apresenta-se de nível, satisfazendo o critério do terreno ter de ser plano. A velocidade adotada foi de 110 km/h e a corrente de tráfego usada na análise de sensibilidade apenas possuía veículos ligeiros de passageiros na sua composição.

A justificação para a escolha dos valores dos raios das curvas circulares e da extensão da via de aceleração reside nos valores apresentados nas normas de traçado (JAE, 1994) e de interseções (JAE, 1990). No primeiro caso, utilizou-se o valor do raio mínimo normal, obtido por interpolação, para uma velocidade de base de 110 km/h. No segundo caso, e para a mesma velocidade adotou-se o valor de 270 m, indicado na norma de interseções (JAE P5/90).

Relativamente às bermas, os valores adotados foram os constantes das condições base definidas no HCM 2000. Porém, convém desde já mencionar que apenas no simulador microscópico AIMSUN foram codificadas as bermas, uma vez que o simulador VISSIM não prevê essa possibilidade.

Na Figura 5.1 apresenta-se uma visão geral da pista experimental adotada e codificada em cada um dos simuladores microscópicos de tráfego utilizados.

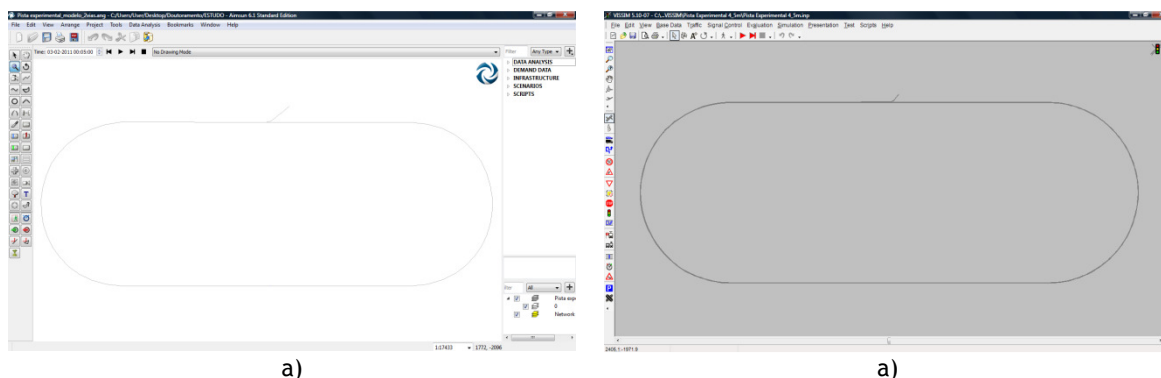


Figura 5.1 - Visão geral da pista experimental: a) AIMSUN; b) VISSIM

Segundo Casas et al. (2010), quando os modelos de comportamento de seguimento e de mudança de via se encontram calibrados adequadamente, estes devem ser capazes de reproduzir com precisão suficiente fenómenos macroscópicos observáveis. São exemplos desses fenómenos as relações fundamentais débito-taxa de ocupação ou débito-densidade. Os autores referem que devem ser realizados testes adicionais ao simulador AIMSUN de forma a verificar-se a sua capacidade em reproduzir esse comportamento macroscópico. Nesse sentido, procurou-se com esta pista experimental tentar perceber-se quais as relações fundamentais intrínsecas de cada simulador, ou seja, as obtidas utilizando os valores por defeito de cada um dos parâmetros intervenientes em cada modelo de comportamento, bem como, avaliar o impacto nessas relações fundamentais da alteração de cada um desses parâmetros, a análise de sensibilidade propriamente dita. Por fim, e como referencial, as relações obtidas foram também comparadas com as relações fundamentais existentes no HCM 2000 (TRB, 2000).

Com vista à obtenção dessas curvas é necessária a recolha de dados de cada um dos modelos construídos nos simuladores. Para tal considerou-se um contador localizado num ponto intermédio a meio do alinhamento reto oposto ao do ramo de entrada. Com esse contador obtiveram-se as seguintes variáveis:

- Número de veículos que passam na secção;
- Velocidade;

▫ Concentração.

Em termos de solicitação, ou seja, dos volumes de tráfego que entram na rede do modelo, considerou-se correntes de tráfego compostas apenas por veículos ligeiros de passageiros com um volume por hora de 600 veíc./h. O período de simulação considerado foi de 3 horas, tempo suficiente para que se atinja na secção onde se efetuam as medições um regime de escoamento congestionado.

Um outro aspeto importante e que também foi tomado em consideração prende-se com o número de repetições efetuadas para cada uma das simulações. Como já foi referido, grande parte dos simuladores microscópicos de tráfego recorrem a processos estocásticos de modo a refletirem nas simulações a natureza aleatória/ocasional de grande parte das variáveis que intervêm nos seus modelos de comportamento. Assim, e como foi descrito no capítulo 3 deste trabalho é possível determinar o número de repetições da simulação necessário para que um modelo de microssimulação produza um valor médio para um determinado parâmetro, para um determinado nível de confiança e precisão desejada. Para efeitos da análise de sensibilidade aqui efetuada, foram consideradas em ambos os simuladores (AIMSUN e VISSIM) a realização de dez repetições. Este valor está apoiado em várias referências existentes na literatura (Bloomberg & Dale, 2000; Dowling et al., 2004; Vilarinho, 2008) que sugerem que a realização de 10 repetições é suficiente para que os resultados obtidos sejam representativos.

A análise de sensibilidade iniciou-se com a realização das simulações nas quais se utilizaram os valores por defeito para as várias variáveis envolvidas nos modelos de comportamento existentes em ambos os simuladores utilizados. No Quadro 5.1 e no Quadro 5.2 apresentam-se os valores considerados para cada uma dessas variáveis.

Quadro 5.1 - Valores por defeito dos parâmetros de calibração do simulador AIMSUN

VARIÁVEL	VALORES CONSIDERADOS			
	MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO	DESVIO
Tempo de reação	-	0,75 seg.		-
Velocidade máxima desejada	80 km/h	110 km/h	150 km/h	10 km/h
Máxima aceleração	2,6 m/s ²	3,0 m/s ²	3,4 m/s ²	0,2 m/s ²
Desaceleração normal	3,5 m/s ²	4,0 m/s ²	4,5 m/s ²	0,25 m/s ²
Máxima desaceleração	5,0 m/s ²	6,0 m/s ²	7,0 m/s ²	0,5 m/s ²
Aceitação da velocidade (<i>speed acceptance</i>)	0,9	1,1	1,3	0,1
Mínima distância entre veículos	0,5 m	1 m	1,5 m	0,3 m

VARIÁVEL	VALORES CONSIDERADOS			
	MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO	DESVIO
Aceitação da orientação (<i>guidance acceptance</i>)	65 %	75 %	90 %	10 %
Fator de sensibilidade	1	1	1	0
Percentagem de ultrapassagens	-	90 %	-	-
Percentagem de recuperações	-	95 %	-	-
Diferença máxima de velocidade	-	50 km/h	-	-
Distância máxima	-	100 m	-	-
Diferença máxima de velocidade em rampas	-	70 km/h	-	-
Número de veículos	-	4	-	-
Velocidade máxima no arco		110 km/h		
Capacidade do arco		4 700 uvl/h		

Quadro 5.2 - - Valores por defeito dos parâmetros de calibração do simulador VISSIM

VARIÁVEL	VALORES CONSIDERADOS
CC0 - Distância entre veículos parados	1,5 m
CC1 - Tempo para o veículo da frente	0,90 seg.
CC2 - Variação de seguimento	4,00 m
CC3 - Limiar para entrada em seguimento	-8,00
CC4 - Limiar de seguimento negativo	-0,35
CC5 - Limiar de seguimento positivo	0,35
CC6 - Dependência da velocidade de oscilação	11,44
CC7 - Aceleração de oscilação	0,25 m/s ²
CC8 - Aceleração de parado	3,50 m/s ²
CC9 - Aceleração a 80 km/h	1,50 m/s ²
Modelo de Mudança de Via	
Desaceleração máxima: veículo objeto	-4,00 m/s ²
veículo seguidor	-3,00 m/s ²
-1 m/s ² por distância: veículo objeto	200 m
veículo seguidor	200 m
Desaceleração aceite: veículo objeto	-1,00 m/s ²
veículo seguidor	-0,50 m/s ²
Tempo de espera antes da difusão	60,00 seg.

VARIÁVEL	VALORES CONSIDERADOS
Distância mínima para o veículo da frente/trás	0,50 m
Fator de redução da distância de segurança	0,60
Desaceleração máxima para travagem cooperativa	-3,00 m/s ²
Modelo de Mudança de Via (regra do lado direito)	
Tempo mínimo para mudança para a via lenta	0,00 seg.

Ao longo da próxima secção serão apresentados os principais parâmetros testados bem como a sua influência no comportamento macroscópico das correntes de tráfego.

5.3 RESULTADOS OBTIDOS

Nesta secção procura-se apresentar os principais resultados obtidos na etapa de análise de sensibilidade realizada aos dois simuladores utilizados neste trabalho. Como os modelos de comportamento aos quais os simuladores recorrem são distintos, e utilizam portanto variáveis também diferentes, optou-se por analisar os resultados em separado. Aliás, esta opção faz todo o sentido uma vez que o principal objetivo desta análise é a verificação do impacto da variação dos valores de cada variável nas relações fundamentais das correntes de tráfego modeladas, não havendo necessidade de fazer nesta fase qualquer análise comparativa entre os simuladores.

5.3.1. Simulador AIMSUN

Utilizando os parâmetros considerados por defeito no simulador AIMSUN, obteve-se a curva representativa da relação entre débito e velocidade que serviu de referência para a análise de cada um dos parâmetros ensaiados. Na Figura 5.2 encontram-se representados os resultados obtidos para as 10 repetições efetuadas nessa simulação, bem como a média dessas repetições e como referência, que serve de termo de comparação, a curva proposta no HCM 2000 para a relação velocidade-débito considerando as condições base.

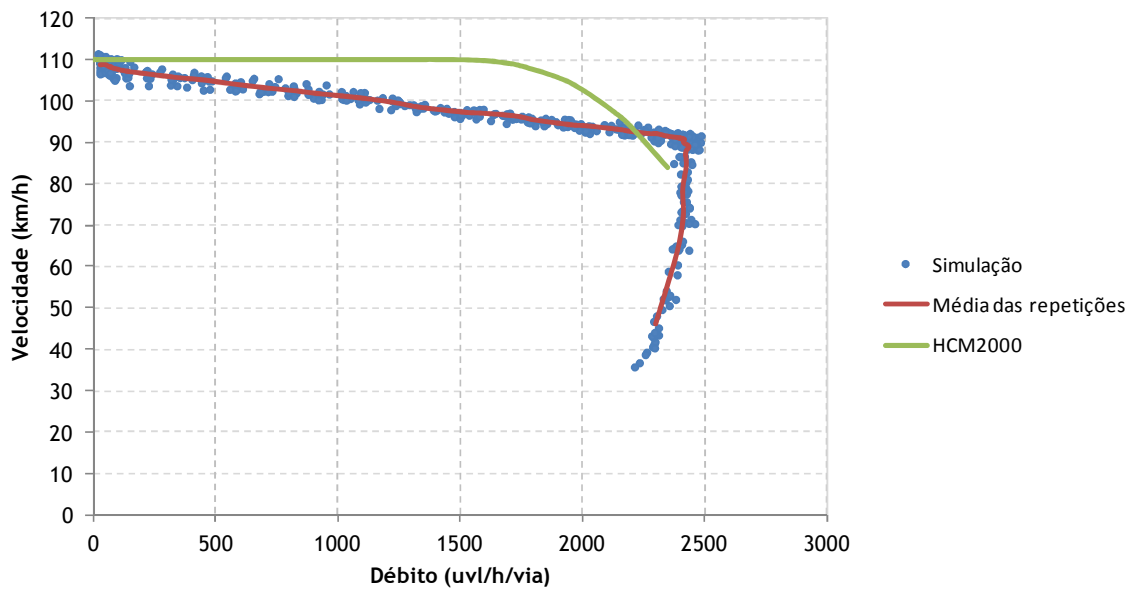


Figura 5.2 - Relação velocidade- débito obtida no simulador AIMSUN usando os parâmetros por defeito

Da análise da Figura 5.2, constata-se que os resultados da simulação originam uma relação velocidade-débito com um comportamento distinto do da proposta no HCM 2000. A primeira diferença reside no facto de não apresentar o patamar no qual a velocidade é constante em função do débito e que é característico de regimes de tráfego baixos a moderados. Na curva obtida existe uma diminuição praticamente constante da velocidade à medida que os valores do débito aumentam. Este comportamento também não reflete a parte parabólica da relação do HCM 2000 representativa do comportamento do tráfego para valores do débito mais elevados. Quanto à capacidade, o valor obtido na simulação (2434 veíc./h/via para a média das 10 repetições) é ligeiramente superior ao proposto na HCM 2000 (2350 veíc./h/via), correspondendo essa diferença a cerca de mais 4% relativamente ao valor mencionado no HCM 2000.

De seguida serão apresentados os resultados obtidos para a análise de sensibilidade dos vários parâmetros testados. Nesses resultados encontra-se ainda indicada a curva proposta no HCM 2000 para as condições base. Optou-se por apresentar no texto principal apenas os parâmetros com influência mais significativa no comportamento da relação velocidade-débito, apresentando-se os restantes no Anexo B deste trabalho.

5.3.1.1. Velocidade máxima desejada

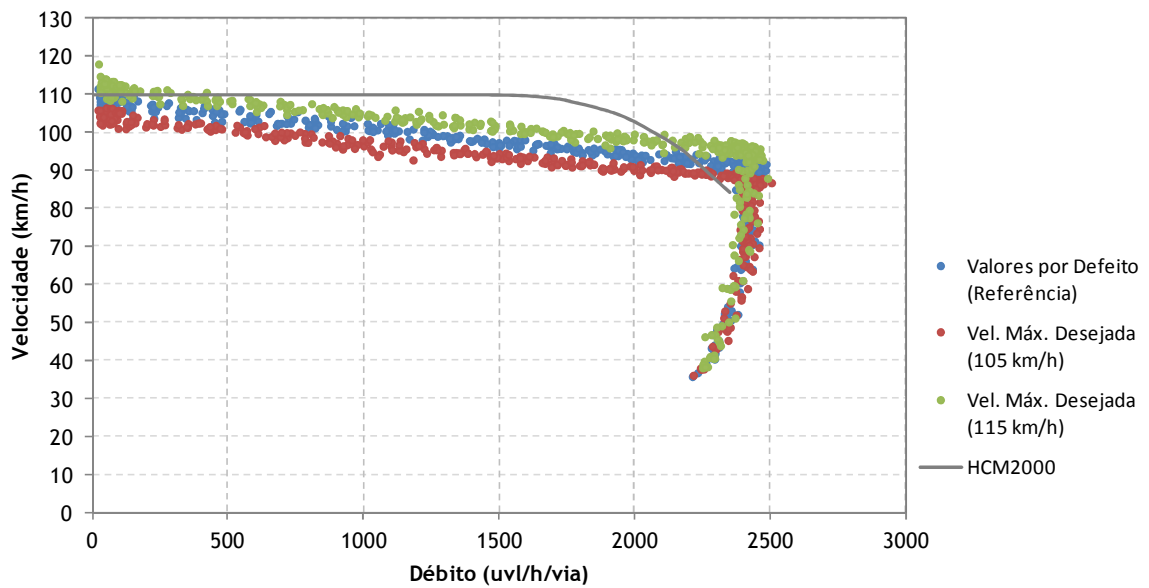
No simulador AIMSUN o parâmetro velocidade máxima desejada (*maximum desired speed*) assume uma distribuição normal truncada, traduzida num valor médio, desvio padrão, máximo e mínimo. Este parâmetro representa a velocidade máxima em km/h que um determinado tipo de veículo pode circular em qualquer ponto da rede modelada (TSS, 2010). É utilizado para se determinar o valor máximo da velocidade desejada de um veículo numa determinada secção ou viragem, velocidade essa usada na primeira componente do modelo de seguimento de Gipps (Gipps, 1981; Gipps, 1986a; Gipps, 1986b), que o simulador AIMSUN incorpora, para se calcular a velocidade desse veículo num dado instante quando este tenciona atingir essa velocidade desejada em condições de circulação em regime livre.

No Quadro 5.3 indicam-se os valores considerados nas simulações efetuadas a este parâmetro. Optou-se por apenas se alterar o valor médio da velocidade máxima desejada, tendo-se considerado uma simulação com um valor médio inferior em 5 km/h ao do de referência (110 km/h) e uma outra com um valor superior em 5 km/h.

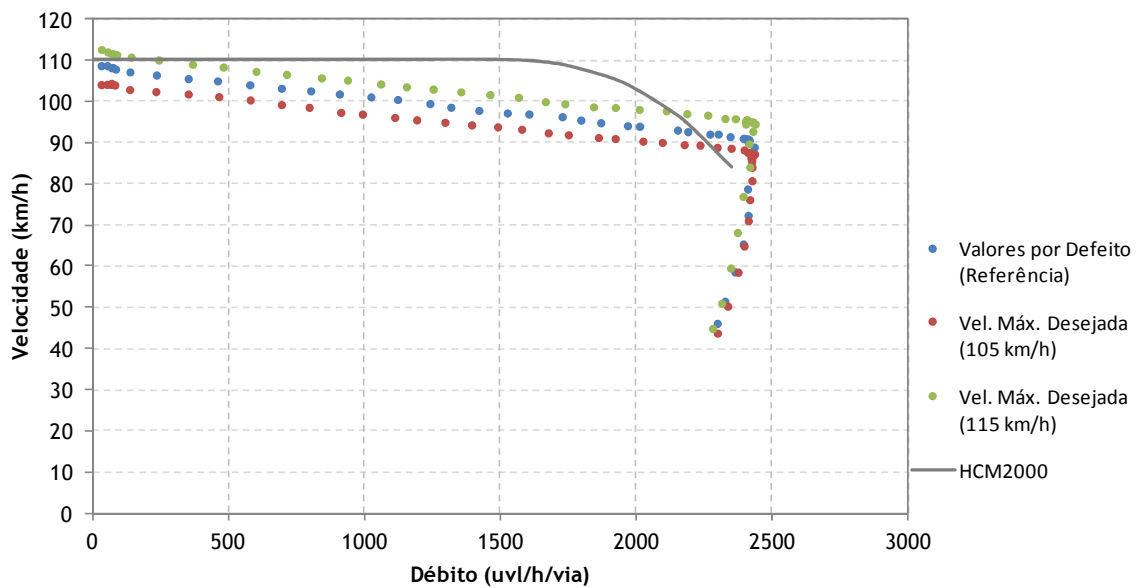
Quadro 5.3 - Valores considerados nas simulações para a velocidade máxima desejada

VARIÁVEL	VALORES CONSIDERADOS			
	MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO	DESVIO PADRÃO
Velocidade máxima desejada (referência)	80 km/h	110 km/h	150 km/h	10 km/h
Velocidade máxima desejada - 105 km/h	80 km/h	105 km/h	150 km/h	10 km/h
Velocidade máxima desejada - 115 km/h	80 km/h	115 km/h	150 km/h	10 km/h

A Figura 5.3 ilustra os resultados obtidos para a análise efetuada ao parâmetro velocidade máxima desejada.



a)



b)

Figura 5.3 - Influência da velocidade máxima desejada na relação velocidade-débito:

a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Analisando estes resultados é possível constatar que a velocidade máxima desejada tem uma influência significativa na velocidade média da corrente de tráfego, o que seria de esperar, uma vez que os veículos, individualmente, passam a desejar circular a velocidades superiores (velocidade máxima desejada igual a 115 km/h) ou inferiores (velocidade máxima desejada igual a 105 km/h) à da considerada como de referência. Ao nível da capacidade verifica-se que os

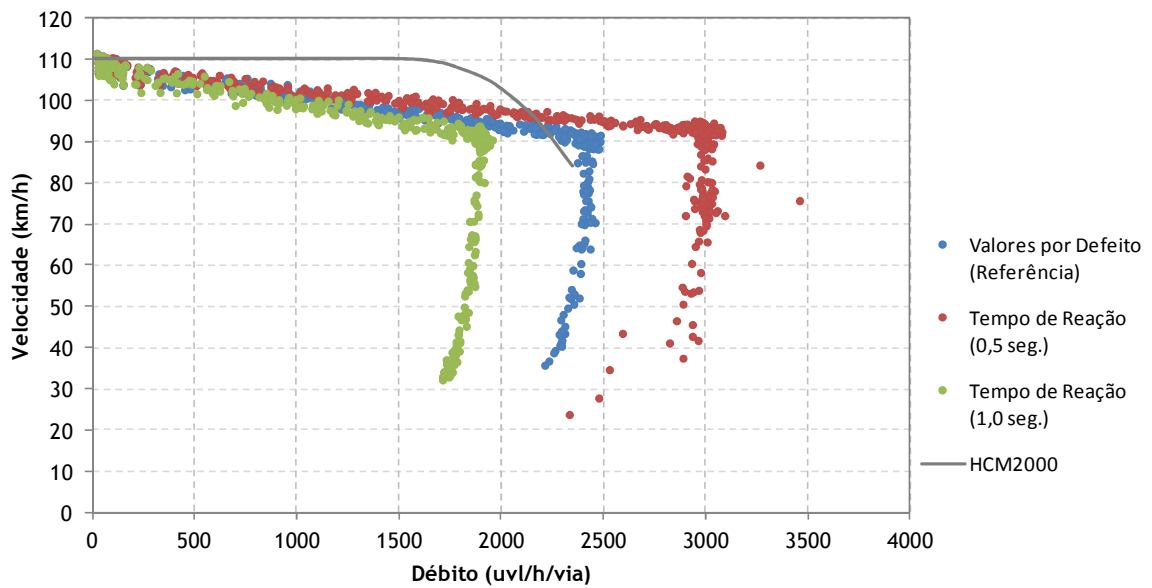
resultados são muito semelhantes, não havendo por isso uma influência deste parâmetro no valor da capacidade obtido. Também em termos do comportamento das várias curvas velocidade-débito encontradas se observa um andamento semelhante ao da curva de referência.

5.3.1.2. Tempo de reação dos condutores

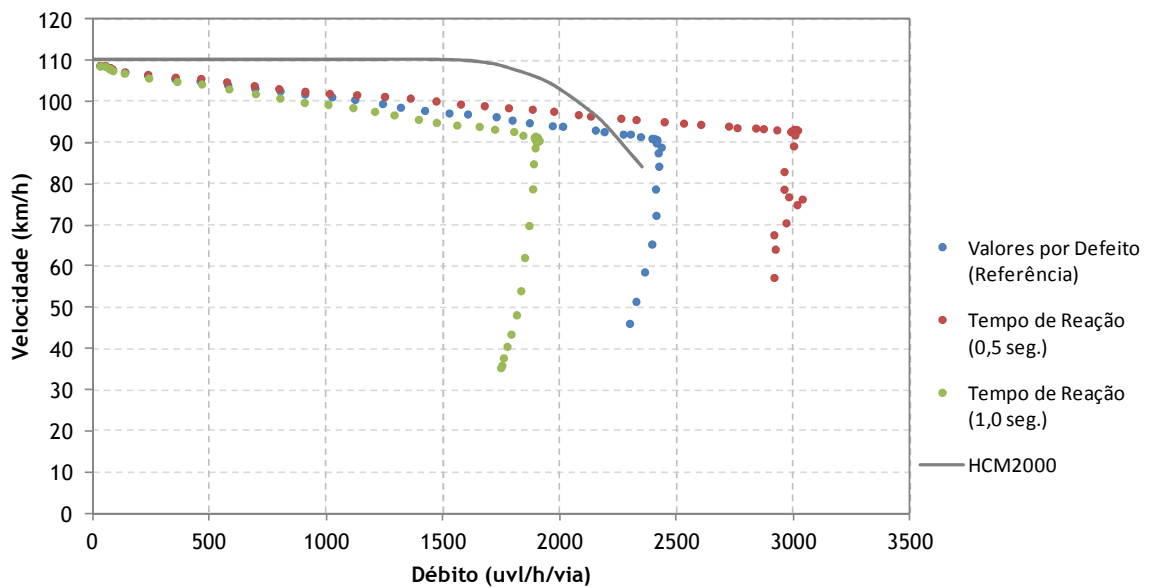
O tempo de reação dos condutores (*driver's reaction time*) corresponde ao tempo que um condutor necessita para reagir às mudanças de velocidade do veículo que o precede. Este parâmetro é utilizado no modelo de seguimento e encontra-se intimamente ligado ao valor do intervalo de tempo de simulação (*simulation step*)¹. Assim, o simulador AIMSUN possibilita a definição desta variável de duas formas distintas. Uma em que o seu valor é fixo e igual ao intervalo de tempo de simulação, assumindo todos os tipos de veículos esse valor para o tempo de reação. E uma outra forma em que o seu valor é variável e múltiplo do intervalo de tempo de simulação, podendo o modelador definir uma função de probabilidade discreta para cada tipo de veículo, sendo que a soma dessas probabilidades terá de ser igual a 1. Neste caso, o tempo de reação atribuído a cada veículo é-o a partir dessa distribuição de probabilidade (TSS, 2010). De notar que este parâmetro é do tipo global, ou seja, o valor atribuído a um veículo mantém-se constante ao longo da viagem. Porém, a partir da versão 6 do simulador AIMSUN, foi introduzida a possibilidade de alterar o valor do tempo de reação em função da localização do cada veículo, isto é, do arco onde o veículo está a circular, através de um novo parâmetro designado de variação do tempo de reação (*reaction time variation*) (TSS, 2010). Neste trabalho não se considerou esta possibilidade.

A análise da influência do tempo de reação foi estudada considerando-o um valor fixo, isto apesar de se ter optado pela opção variável. Assim, definiu-se que a probabilidade de assumir o valor testado seria de 1, possibilitando desta forma que o intervalo de tempo de simulação não tivesse de ser alterado. Na Figura 5.4 mostra os resultados obtidos para as simulações considerando um tempo de reação igual a 0,5 segundos (a vermelho) e 1,0 segundos (a verde). De notar que o valor de referência considerado era igual a 0,75 segundos e o intervalo de tempo de simulação igual a 0,25 segundos.

¹ O intervalo de tempo de simulação, também chamado de ciclo, corresponde ao intervalo de tempo ao fim do qual o sistema é atualizado. Ao fim de cada intervalo de tempo de simulação, é atualizado o estado de todos os elementos do sistema, tais como, os atributos dos veículos (posição, velocidade, etc.) ou eventos como as mudanças nos sistemas de sinalização luminosa. O intervalo de tempo de simulação pode assumir valores entre 0,1 e 1,0 segundos (TSS, 2010).



a)



b)

Figura 5.4 - Influência do tempo de reação na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Da observação da Figura 5.4 ressaltam alguns aspectos importantes. Em primeiro lugar, verifica-se que o tempo de reação tem uma influência muito significativa no valor da capacidade. Esta aumenta com a diminuição do tempo de reação, uma vez que os veículos passam a alterar o seu comportamento mais rapidamente e portanto passam a circular mais próximos uns dos outros, acontecendo precisamente o oposto quando aumenta o tempo de reação, o que origina

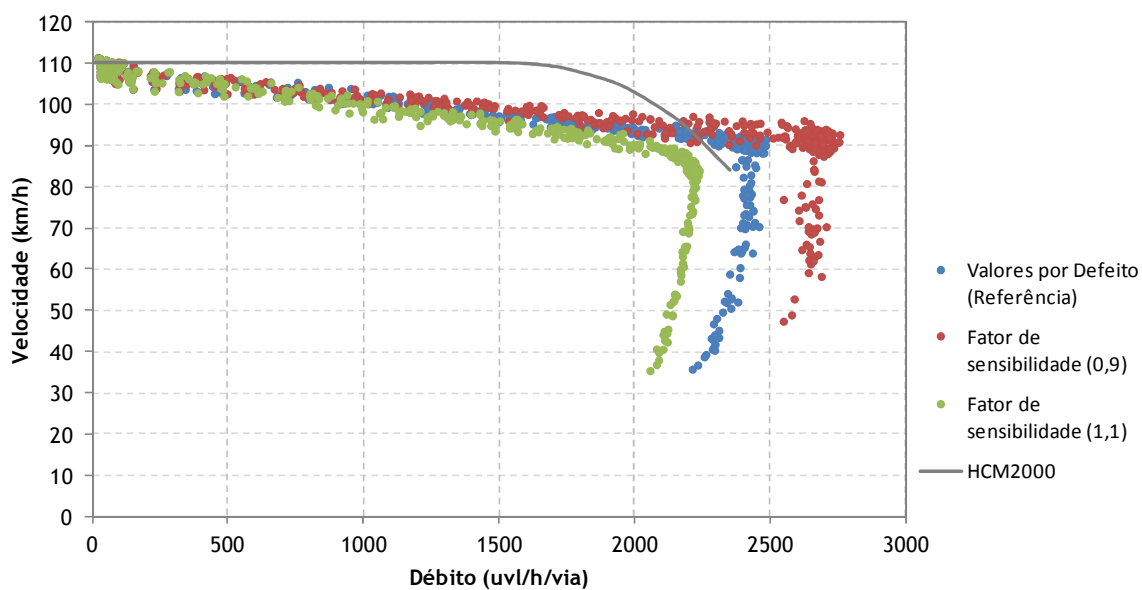
uma diminuição de capacidade. Em termos de velocidade, esta é praticamente igual nos três casos quando os débitos são baixos, divergindo relativamente à referência à medida que o débito aumenta. Os seus valores aumentam, em relação aos valores de referência, com a diminuição do tempo de reação e diminuem com o seu aumento. Isto reflete-se no comportamento das curvas velocidade-débito que têm um declive mais acentuado do que o da de referência com o aumento do tempo de reação e menos acentuado com a sua diminuição.

Comparativamente com a relação fundamental velocidade-débito preconizada no HCM 2000, verifica-se que as curvas obtidas no simulador continuam a não apresentar nem o patamar em que a velocidade é constante, nem o comportamento parabólico quando os débitos são mais elevados.

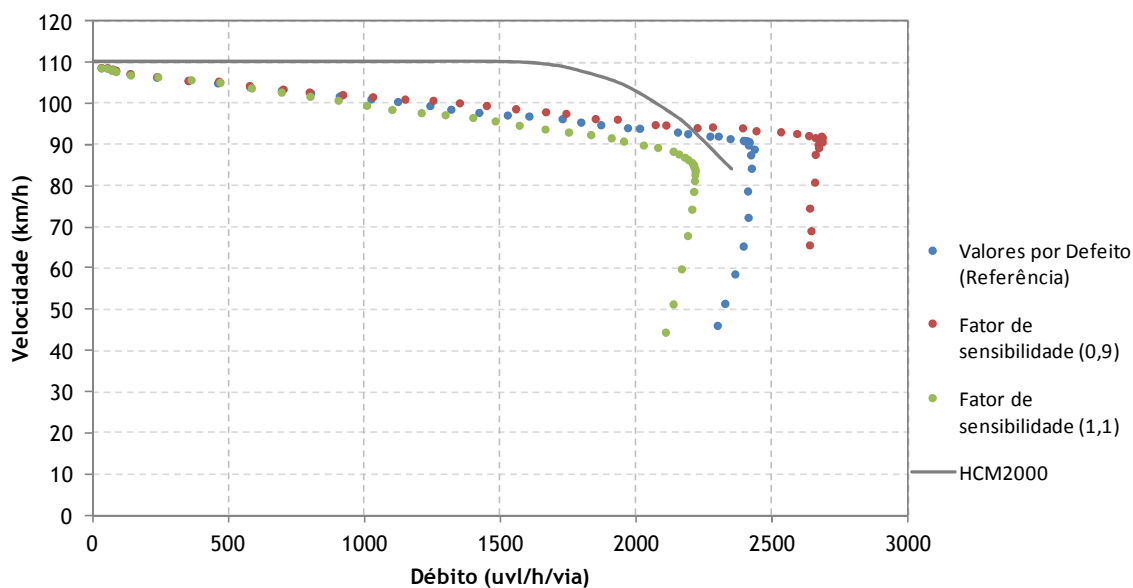
5.3.1.3. Fator de sensibilidade

A partir da versão 6 do simulador AIMSUN, foram introduzidas duas alterações ao modelo de seguimento, mais concretamente na componente responsável pela desaceleração. Uma dessas alterações foi o modelo passar a considerar a desaceleração do veículo líder como uma função de um novo parâmetro definido para cada tipo de veículo ao qual designaram de fator de sensibilidade (*sensitivity fator*). Este parâmetro afeta o valor da desaceleração desejada pelo veículo líder que o condutor do veículo seguidor estima e que é utilizado no modelo de seguimento. Assim, sempre que este valor seja inferior a 1, tal significa que o veículo está a subestimar a desaceleração do veículo líder e consequentemente esse veículo será mais agressivo, o que se irá traduzir numa diminuição do intervalo entre esses veículos. No caso do fator de sensibilidade ser superior a 1, então o valor da desaceleração do veículo líder estará a ser sobrestimado pelo veículo seguidor, passando este a circular com maior precaução e tendo por consequência o aumento do intervalo entre os veículos (TSS, 2010).

Foram analisadas as duas situações descritas anteriormente, tendo-se testado duas simulações em que os valores atribuídos ao fator de sensibilidade foram de 0,9 e 1,1. Na Figura 5.5 são apresentados os resultados dessas simulações.



a)



b)

Figura 5.5 - Influência do fator de sensibilidade na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Analizando o impacto que o parâmetro fator de sensibilidade tem nas variáveis macroscópicas, débito e velocidade média, verifica-se que este tem impacto quer numa quer na outra. Deste modo, a capacidade é afetada, aumentado quando o fator de sensibilidade é inferior a 1 e diminuindo quando este é superior a 1. Este facto está em linha com a explicação acima formulada e que esteve na base na introdução deste parâmetro. Também para a variável

velocidade se constata um comportamento semelhante, apesar de tal ser mais notório quando os valores do débito são elevados (para valores de débito inferiores a 750 uvl/h/via as velocidades obtidas para as três simulações são muito idênticas). Importa ainda referir que para o caso em que o fator de sensibilidade é igual a 1,1 se nota uma transição mais suave do regime de escoamento estável para o regime instável, tendência que se aproxima da verificada na curva do HCM 2000.

5.3.1.4. Aceitação da velocidade

Um dos aspetos importantes a considerar quando se pretende modelar o comportamento de um veículo tem a ver com a aceitação por parte dos condutores dos limites de velocidade legais que são impostos pela sinalização. No simulador AIMSUN, esta característica psicológica encontra-se incorporada no parâmetro aceitação da velocidade (*speed acceptance*), e pode ser interpretado como o “nível de urbanidade” dos condutores de um dado tipo de veículo, no sentido do respeito que estes têm pelas regras de trânsito, no caso concreto pelos limites de velocidade. Este parâmetro, que assume valores superiores ou iguais a 0, tem diferentes significados em função do seu valor. Assim, para valores superiores a 1 tal significa que o veículo irá assumir como velocidade máxima numa dada secção um valor maior do que o do limite legal, enquanto para valores inferiores a 1 o condutor impõe a si próprio um limite para a velocidade máxima a que irá circular nessa secção, que será inferior ao limite legal imposto pela sinalização (TSS, 2010). No simulador AIMSUN a aceitação da velocidade é utilizada para o cálculo da velocidade máxima desejada de um veículo numa secção ou viragem. Servirá para se determinar a velocidade limite de um veículo numa secção ou viragem, através da correção do valor limite da velocidade estabelecido para essa secção ou viragem, que por sua vez será comparada com a velocidade máxima desejada por esse veículo (parâmetro que já foi exposto acima e que é característico do veículo). A velocidade máxima desejada de um veículo numa secção ou viragem corresponderá ao mínimo desses dois valores e será utilizada na componente do modelo de seguimento responsável por representar o comportamento do veículo quando este não é influenciado pelo do veículo que circula à sua frente, isto é, quando este circula em regime livre (TSS, 2010). Também no modelo de seguimento de duas vias, que será detalhado mais adiante neste texto, a aceitação da velocidade servirá para corrigir a velocidade máxima que é calculada por esse modelo.

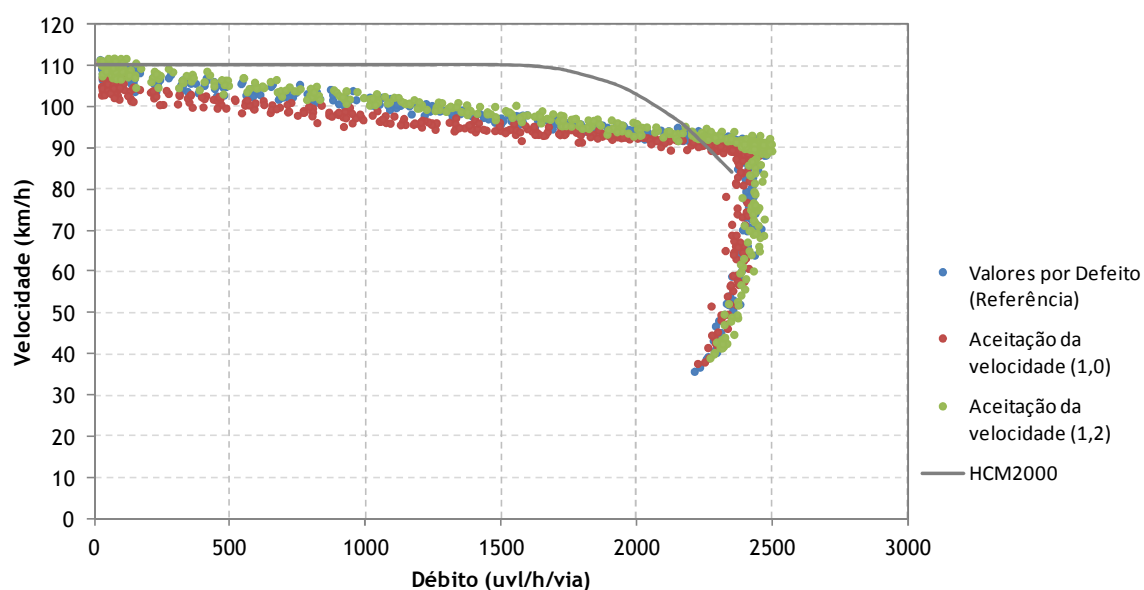
Tal como o parâmetro velocidade máxima desejada (*maximum desired speed*), o parâmetro aceitação da velocidade assume uma distribuição normal truncada traduzida num

valor médio, desvio padrão, máximo e mínimo, aliás a grande parte dos parâmetros relativos aos veículos são definidos desta forma (p.e. comprimento, largura, aceleração, ...). No Quadro 5.4 indicam-se os valores que foram adotados nas simulações efetuadas para o estudo da sensibilidade deste parâmetro.

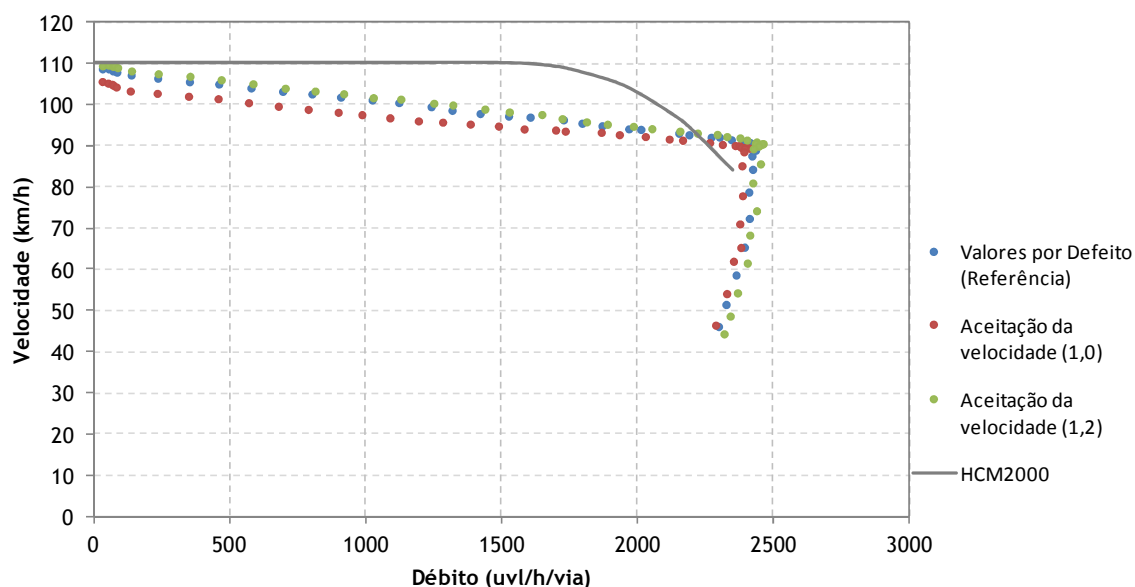
Quadro 5.4 - Valores considerados nas simulações para o parâmetro aceitação da velocidade

VARIÁVEL	VALORES CONSIDERADOS			
	MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO	DESVIO PADRÃO
Aceitação da velocidade (referência)	0,9	1,1	1,3	0,1
Aceitação da velocidade - 1,0	0,8	1,0	1,2	0,1
Aceitação da velocidade - 1,2	1,0	1,2	1,4	0,1

Na Figura 5.6 sintetizam-se os resultados obtidos nessas simulações.



a)



b)

Figura 5.6 - Influência do parâmetro aceitação da velocidade na relação velocidade-débito:
a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Verifica-se que os resultados obtidos para a simulação em que o valor médio da aceitação da velocidade é igual a 1,2 são muito semelhantes aos obtidos para o valor de referência, existindo porém um ligeiro aumento da velocidade e do valor da capacidade. Quando se testou a redução do valor da aceitação da velocidade, constatou-se que aí sim existe um impacto significativo em termos da velocidade da corrente de tráfego quando os valores do débito são baixos a moderados (até cerca de 2000 uvl/h/via), diminuindo essa influência à medida que o débito aumenta. Em termos da capacidade existe uma ligeira diminuição do valor atingido relativamente à referência.

Importa discutir estes resultados. Torna-se óbvio que a partir de determinado valor da aceitação da velocidade, a velocidade máxima de um veículo numa secção ou viragem é limitada pela velocidade máxima desejada sendo a influência deste parâmetro reduzida. No entanto, para valores da aceitação da velocidade mais baixos (claramente quando são inferiores a 1) a velocidade máxima do veículo passa a ser limitada pela velocidade limite do veículo nessa secção ou viragem, que como já foi referido, é influenciada pela aceitação da velocidade, tendo isso uma influência muito significativa no comportamento da corrente de tráfego.

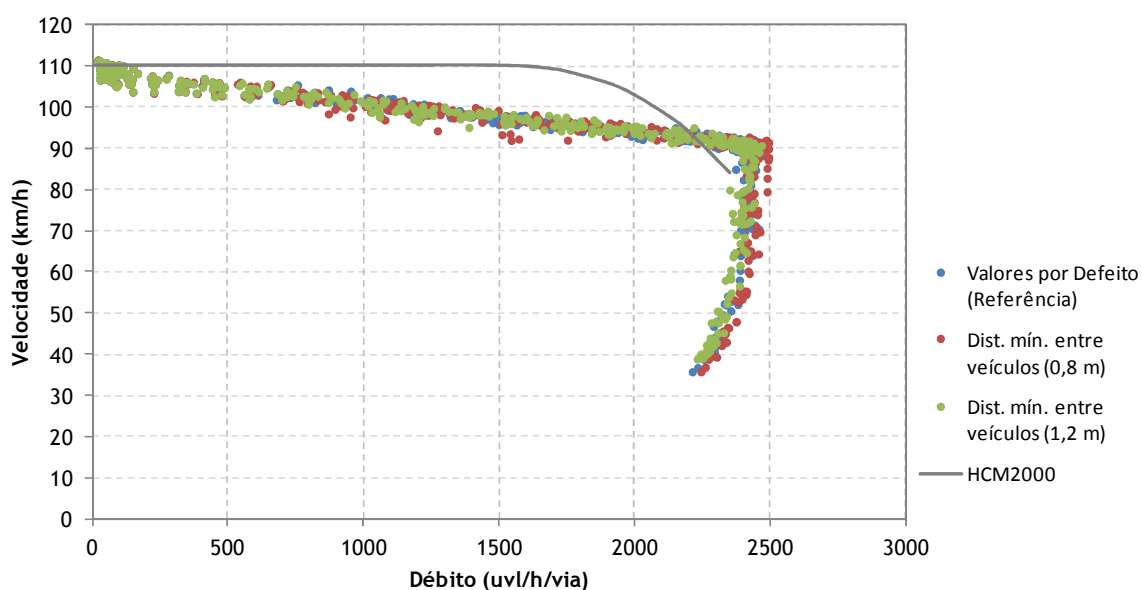
5.3.1.5. Distância mínima entre veículos

A distância mínima entre veículo (*minimum distance between vehicles*), como a própria designação indica, corresponde à distância, em metros, que um veículo mantém entre ele próprio e o veículo que o precede, quando parados. Quando somado ao comprimento do veículo obtém-se o comprimento efetivo do veículo. Uma particularidade desta variável é que o inverso do seu valor quando obtido para um determinado tipo de tipo de veículo usando os valores médios do comprimento dos veículos e da distância mínima entre veículos, e caso a corrente de tráfego seja constituída apenas por veículos desse tipo, é igual ao valor máximo da concentração em situação de congestionamento (tráfego congestionado e parado - *traffic jam*) (TSS, 2010).

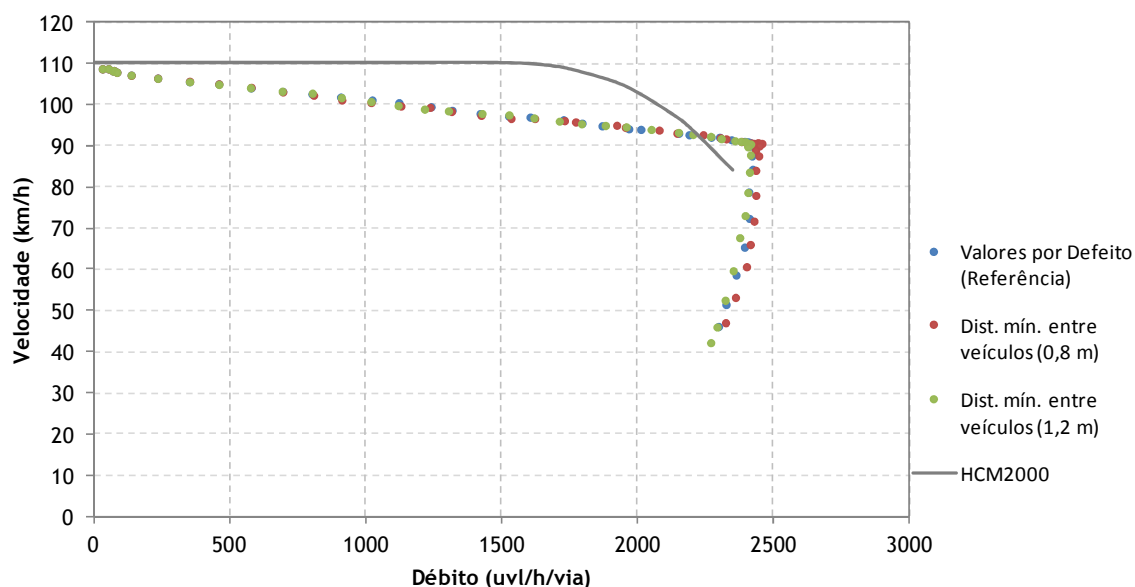
No Quadro 5.5 indicam-se os valores considerados nas simulações e na Figura 5.7 os resultados com elas obtidos.

Quadro 5.5 - Valores considerados nas simulações para a distância mínima entre veículos

VARIÁVEL	VALORES CONSIDERADOS			
	MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO	DESVIO PADRÃO
Distância mínima entre veículos (referência)	0,5	1,0	1,5	0,3
Distância mínima entre veículos - 0,8	0,3	0,8	1,3	0,3
Distância mínima entre veículos - 1,2	0,7	1,2	1,7	0,3



a)



b)

Figura 5.7 - Influência da distância mínima entre veículos na relação velocidade-débito:
a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Do ponto de vista teórico a distância mínima entre veículos influencia a capacidade, uma vez que se os veículos podem ficar mais juntos, a capacidade será superior, e o comprimento das filas de espera, cujo comprimento total depende da proximidade dos veículos quando parados. Ora, no caso das autoestradas e mais concretamente no tipo de escoamento que é objeto deste estudo, o escoamento de tráfego ininterrupto, a importância deste parâmetro fica minimizada, pois os veículos estão praticamente sempre em movimento. Apenas quando se atinge a capacidade e começa a surgir o fenómeno de “para-arranca” característico de escoamentos instáveis é que o parâmetro apresenta uma reduzida influência. Isto está bem patente nos resultados mostrados na Figura. Em termos médios a variação da capacidade foi de um acréscimo de 0,6% quando se diminuiu a distância mínima entre veículos e uma diminuição de 0,8% quando esta distância aumentou.

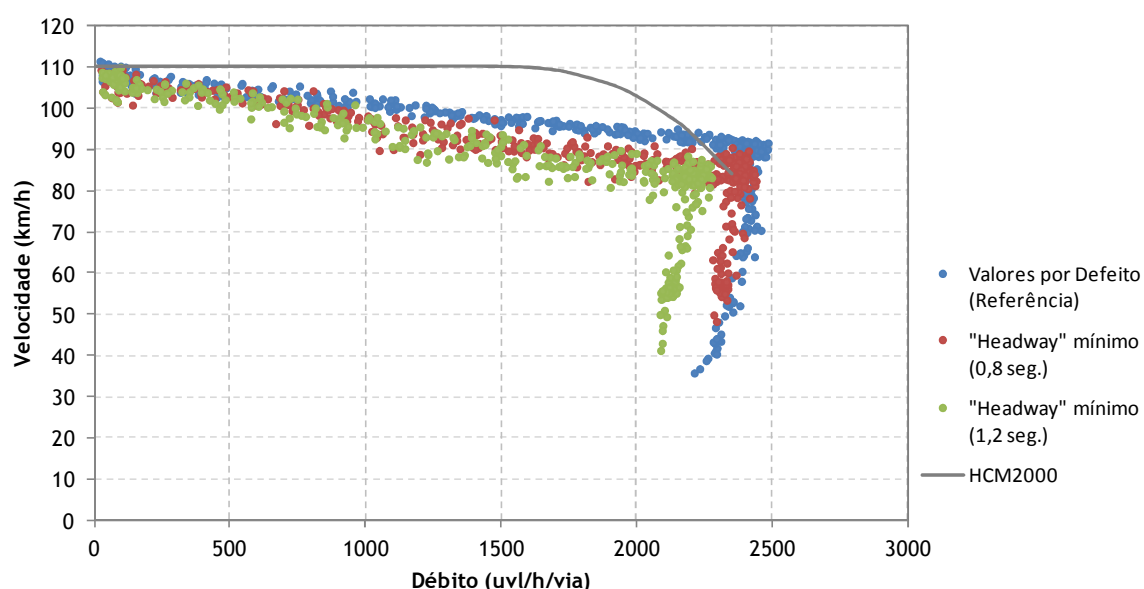
Relativamente à velocidade e ao comportamento geral da relação entre as variáveis macroscópicas débito e velocidade, constata-se que não ocorreram diferenças importantes comparativamente com a curva de referência.

5.3.1.6. “Headway” mínimo

O simulador AIMSUN permite a seleção ou não da consideração deste parâmetro no

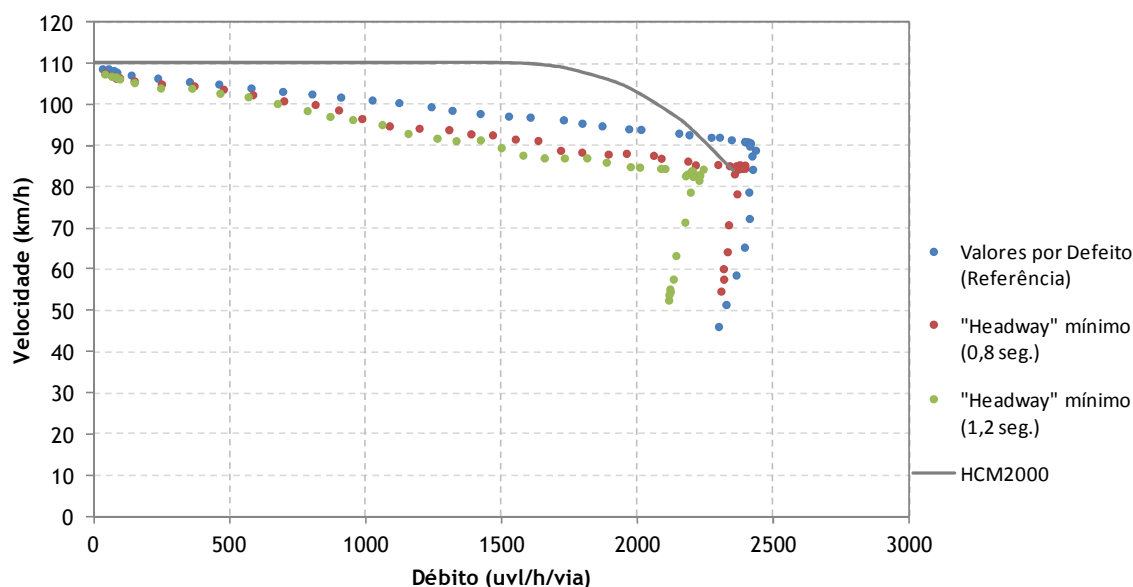
modelo de seguimento. Quando selecionado, garante a existência de um intervalo de tempo mínimo (*headway*²) entre o veículo seguidor e o que circula à sua frente. Esta funcionalidade apenas foi introduzida na versão 6.0 do modelo de seguimento em conjunto com o fator de sensibilidade já apresentado. Assim, no modelo de seguimento a garantia de um “*headway*” mínimo irá influenciar a velocidade que irá assumir o veículo seguidor nos vários instantes. Resumindo, este parâmetro tem teoricamente influência na velocidade dos veículos.

Na simulação de referência não foi considerada a influência deste parâmetro, tendo sido ensaiadas outras duas simulações em que aí sim ele foi considerado e onde foram testados os valores de 0,8 segundos e de 1,2 segundos para o intervalo de tempo mínimo entre veículos (Figura 5.8)



a)

² De notar que na medição do intervalo de tempo mínimo (*headway*) entre dois veículos se considera o comprimento do veículo, pois este é obtido medindo num local fixo a diferença entre os instantes de passagem de um e outro veículo.



b)

Figura 5.8 - Influência do “headway” mínimo na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

É notório o impacto do “headway” mínimo nas relações entre débito e velocidade, tanto em termos da velocidade da corrente de tráfego à medida que o débito aumenta, quer da capacidade. Verifica-se que a sua consideração faz diminuir tanto mais a velocidade quanto maior for o seu valor (o que está em linha com o esperado do ponto de vista teórico). Igual tendência ocorre ao nível da capacidade. Como é evidente, conjugadas têm impacto no comportamento da curva global, que se afasta da existente no HCM 2000.

5.3.1.7. Diferença de velocidade máxima

A existência de estradas com mais de uma via por sentido (caso das autoestradas) provoca nos condutores alterações de comportamento, devido à existência de veículos que circulam na via adjacente com velocidades inferiores. Esta alteração de comportamento que ocorre, principalmente, quando um veículo segue outros, encontra-se modelada no simulador AIMSUN através de um modelo designado de modelo de seguimento de duas vias. Nele é determinada uma nova velocidade máxima desejada para o veículo numa secção, que posteriormente será utilizado no modelo de seguimento (TSS, 2010). O procedimento de cálculo consiste na determinação da velocidade média de um determinado número de veículos (*number vehicles*, parâmetro que pode também ser controlado pelo modelador) que circulam a jusante do veículo objeto, na via adjacente. Apenas os veículos que se encontram a uma certa distância

desse veículo (distância máxima - *maximum distance*) é que são tidos em conta (Figura 5.9), sendo que sempre que nessa extensão de via os veículos existentes sejam em número inferior ao valor estipulado no parâmetro número de veículos, os que estão em falta são considerados fictícios e com velocidade igual à velocidade desejada do veículo objeto (TSS, 2010).

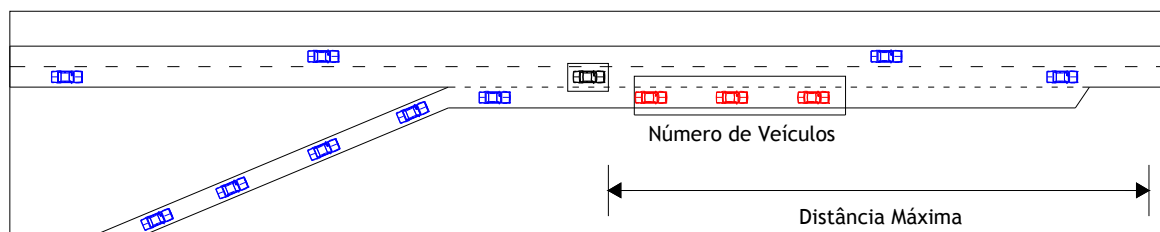
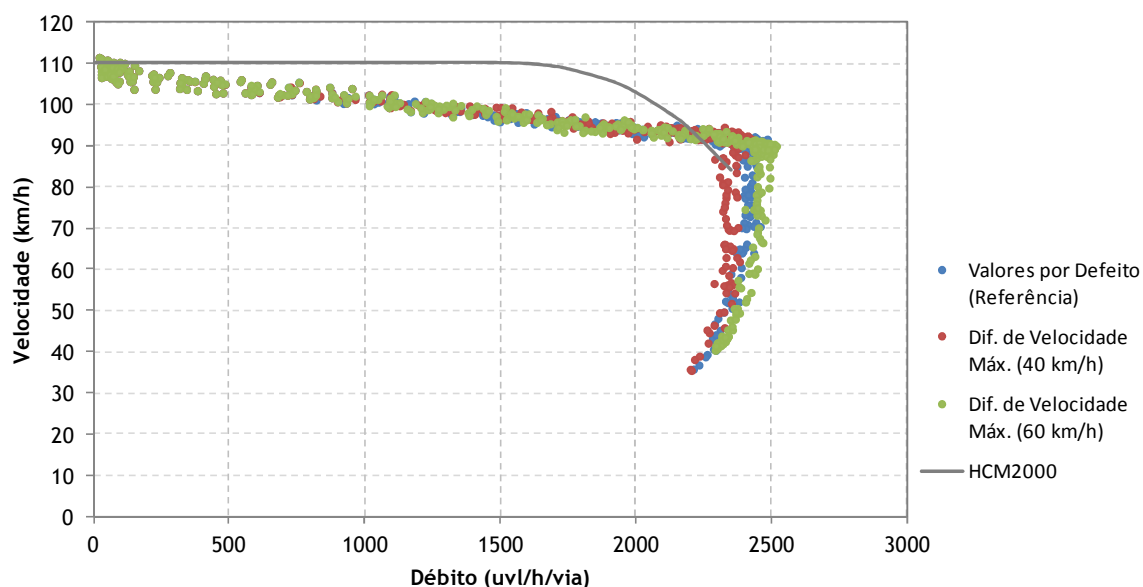


Figura 5.9 - Comportamento de seguimento em estradas com duas vias (adaptado de TSS, 2010)

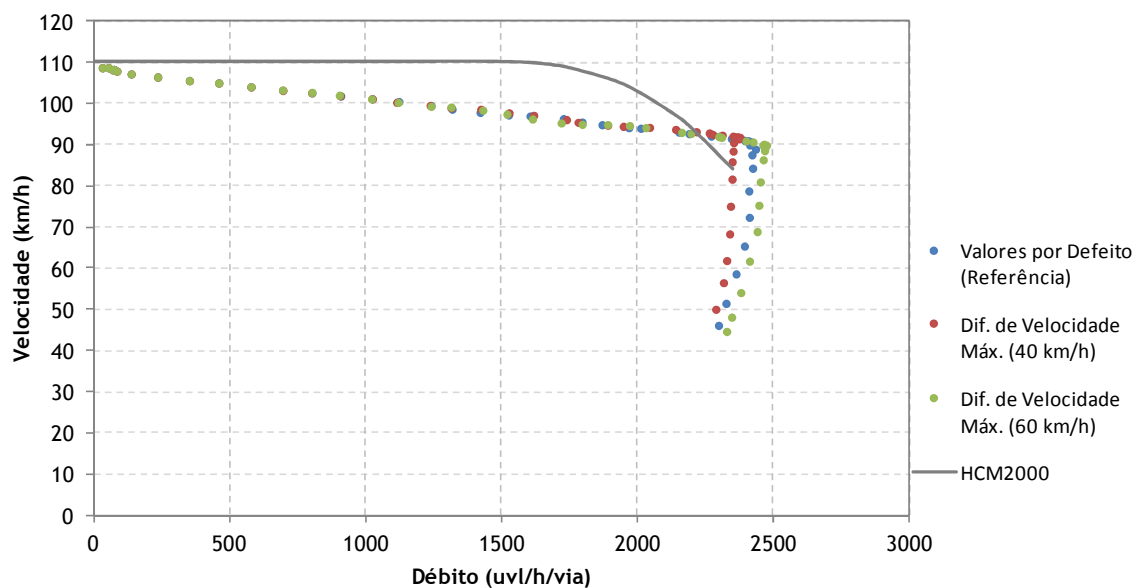
Assim, o parâmetro máxima diferença de velocidade (*maximum speed difference*), somado à velocidade média dos veículos a jusante na via adjacente será utilizado para calcular a velocidade máxima do veículo. Esta velocidade é posteriormente corrigida pelo parâmetro aceitação da velocidade e o resultado comparado com o valor da máxima velocidade desejada pelo veículo na secção ou viragem. O mínimo desses dois valores será então a velocidade desejada que entrará no modelo de seguimento (TSS, 2010).

Também quando existem ramos de ligação de entrada, existe um parâmetro com o mesmo significado, designado de máxima diferença de velocidade no ramo de entrada (*maximum speed difference on ramp*) que é utilizado quando a via adjacente é deste tipo. No anexo B apresenta-se o resultado da análise de sensibilidade efetuada a este parâmetro (TSS, 2010). Este procedimento assegura que a diferença de velocidades entre duas vias adjacentes será menor ou igual à máxima diferença de velocidade ou à máxima diferença de velocidade no ramo de entrada, conforme o tipo de via existente (TSS, 2010).

Na análise de sensibilidade levada a cabo, os valores utilizados a diferença de velocidade máxima foram 50 km/h para o valor de referência, 40 km/h (a vermelho) e 60 km/h (a verde). Os resultados encontram-se sistematizados na Figura 5.10.



a)



b)

Figura 5.10 - Influência da máxima diferença de velocidade na relação velocidade-débito:
a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

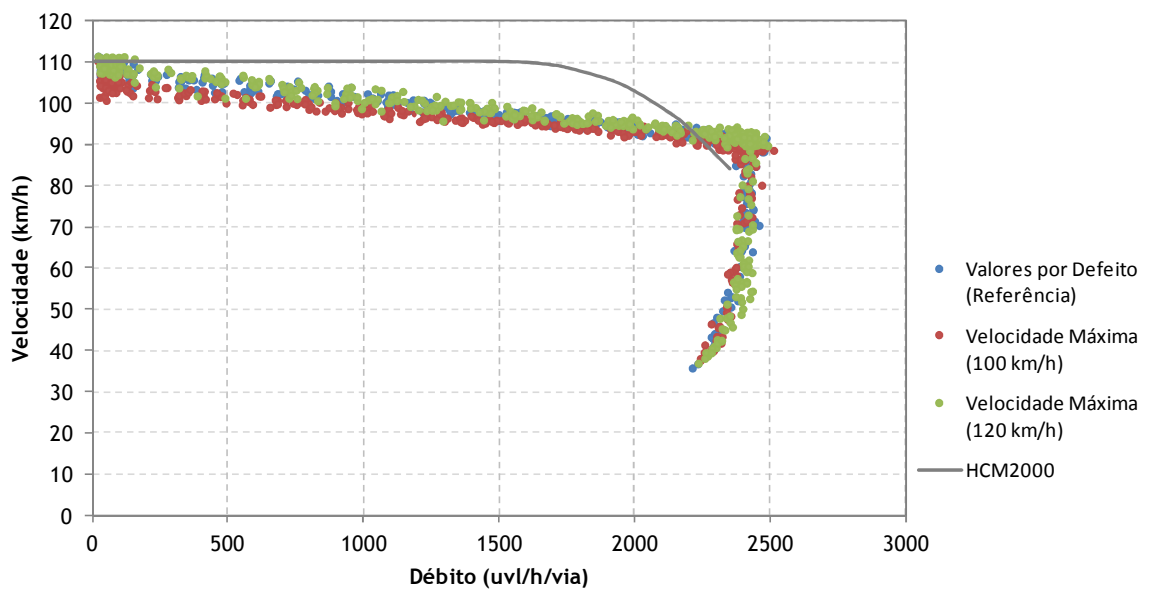
Observando os resultados obtidos para as situações testadas, fica patente que este parâmetro apenas tem impacto no valor da capacidade que é atingida. Concretamente, a mesma variação que foi imposta, 10 km/h, repercutiu-se em termos médios num acréscimo de 1,7% (60 km/h) e numa diminuição de 2,4% (40 km/h) do valor da capacidade quando comparadas com a de referência. Esta tendência mostra que quanto maior é a limitação da diferença de velocidade

entre as vias, maior é a diminuição da capacidade.

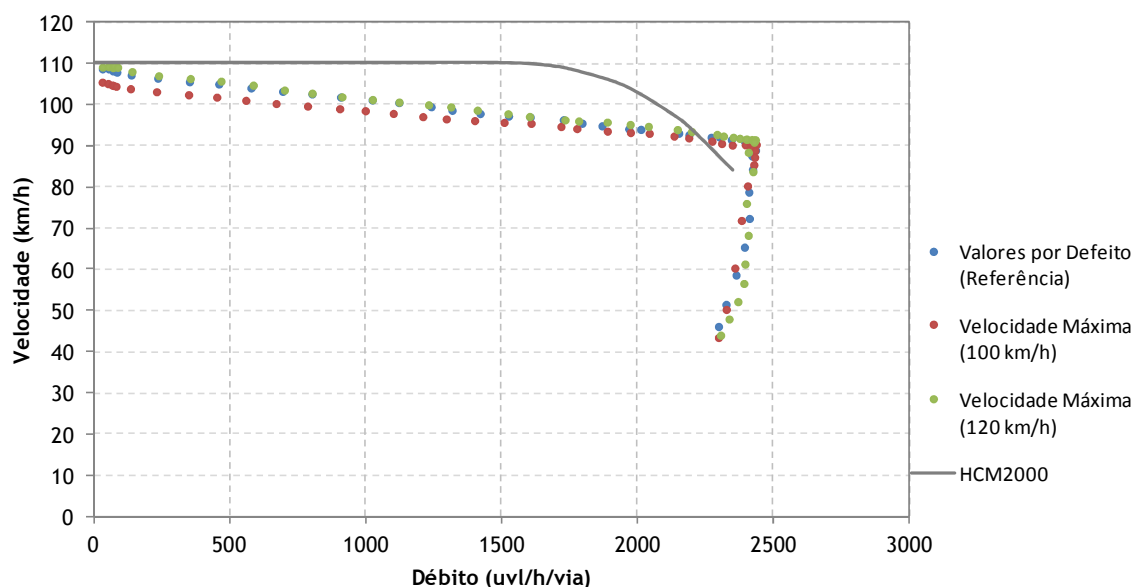
5.3.1.8. Velocidade máxima na secção

A velocidade máxima na secção ou arco (*maximum speed*) corresponde ao valor limite da velocidade estabelecido para essa secção. Servirá para a determinação da velocidade máxima desejada de cada veículo no arco onde se encontra a circular na rede, após ser corrigido pelo valor da aceitação da velocidade e posteriormente ser comparado com a máxima velocidade desejada pelo veículo, tomando-se o mínimo desses dois valores (TSS, 2010).

Fez-se variar esse parâmetro, usando para a simulação de referência um valor da velocidade máxima para a secção de 110 km/h e para as outras duas simulações os valores de 100 km/h e 120 km/h, respetivamente. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 5.11.



a)



b)

Figura 5.11 - Influência da diferença de velocidade máxima na relação velocidade-débito:
a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

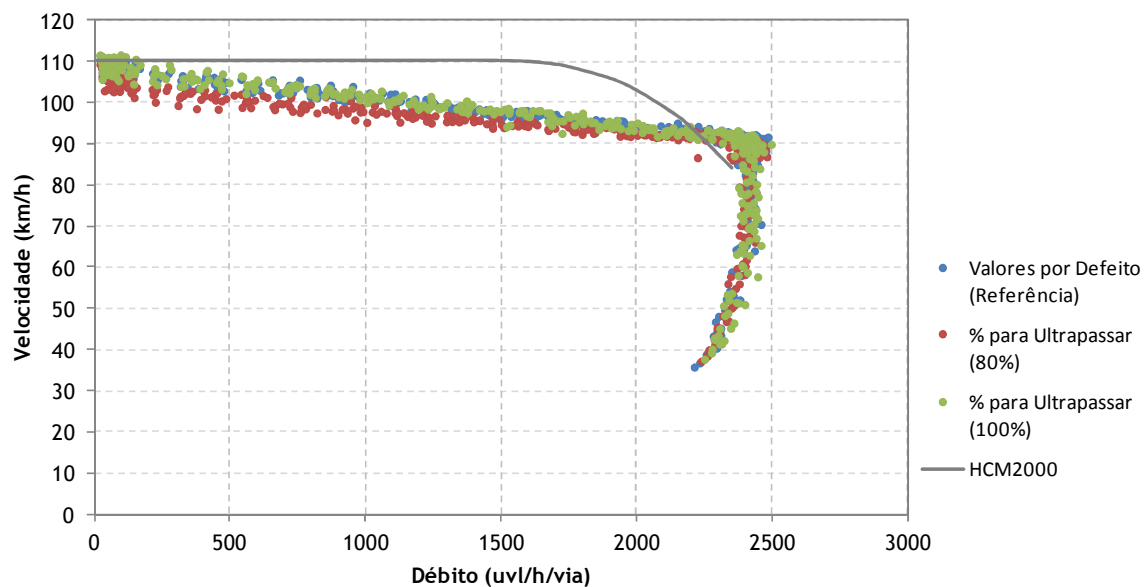
Analisando-os, constata-se que a influência do parâmetro ocorre quando se diminuiu o seu valor e teve o seu impacto na velocidade da corrente de tráfego. A explicação reside no facto de ao ser reduzido o limite de velocidade para a secção, apesar de os veículos poderem desejar circular a uma velocidade superior, essa limitação impõe-lhes que a velocidade desejada possível para a secção seja inferior, logo na prática uma velocidade de circulação também mais baixa. Como é óbvio, quando se aumentou o valor desse limite as alterações ocorridas foram marginais, pois a velocidade desejada dos veículos na secção já se encontra restringida pela própria velocidade desejada pelos condutores. Ao nível da capacidade a influência do parâmetro é praticamente nula.

5.3.1.9. Percentagem para ultrapassar

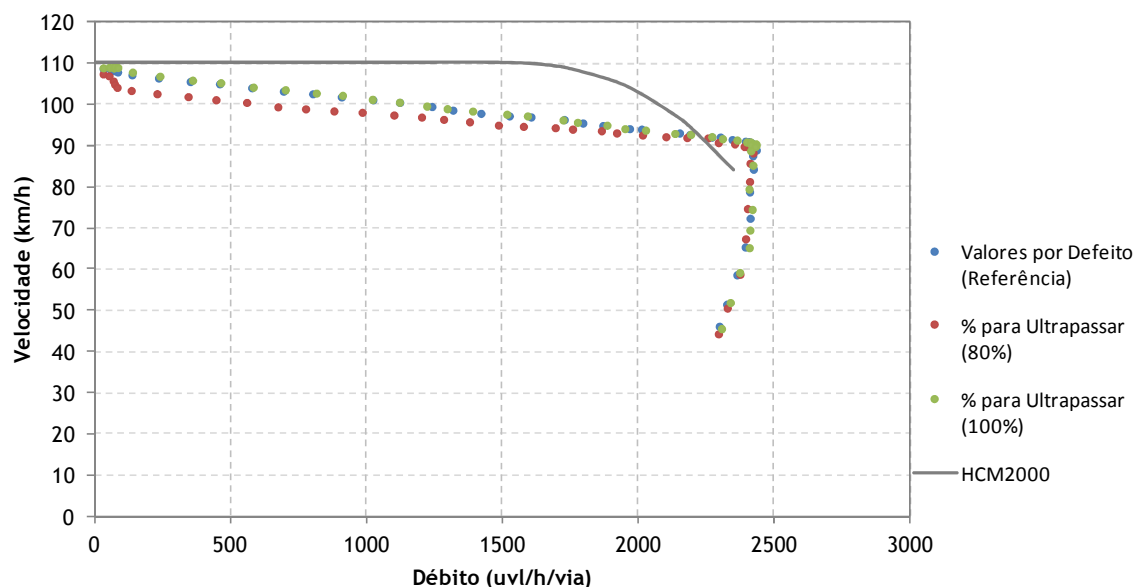
Um dos modelos de comportamento usado pelos simuladores microscópicos de tráfego é o modelo de mudança de via. No simulador AIMSUN um dos parâmetros utilizados no modelo utilizado é a percentagem para ultrapassar (*percent overtake*). Este representa a percentagem da velocidade desejada a partir da qual um veículo decide ultrapassar outro. O seu valor varia entre 0 e 1 (entre 0 e 100% em percentagem) e é usado para modelar a decisão que toma um condutor de ultrapassar outro (TSS, 2010). Assim, o veículo seguidor irá tentar ultrapassar o veículo líder sempre que a velocidade deste seja inferior à percentagem para ultrapassar da

velocidade desejada pelo veículo seguidor (TSS, 2010).

Por defeito o simulador considera 90% para a percentagem para ultrapassar. Foi este o valor considerado como referência. Os outros valores ensaiados foram 80% e 100% (todos os veículos seguidores irão tentar ultrapassar o respetivo líder). A Figura 5.12 ilustra as relações velocidade-débito obtidas.



a)



b)

Figura 5.12 - Influência da percentagem para ultrapassar na relação velocidade-débito:
a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Verifica-se que a influência deste parâmetro de calibração ocorre sobretudo na velocidade, designadamente quando os valores do débito são mais baixos. Também se mostra que essa influência apenas ocorre a partir de um determinado valor da percentagem para ultrapassar, visto que, praticamente não houve alterações nos resultados atingidos para a percentagem de 100%, relativamente à referência (90%).

5.3.2. Simulador VISSIM

Analogamente ao efetuado para o simulador AIMSUN, utilizou-se os parâmetros considerados por defeito no simulador VISSIM (Quadro 5.2), tendo-se obtido a curva representativa da relação entre débito e velocidade que serviu de referência para a análise de sensibilidade a cada um dos parâmetros testados. A Figura 5.13, à semelhança do apresentado para o simulador AIMSUN, ilustra os resultados obtidos para as 10 repetições efetuadas nessa simulação, a média dessas repetições e a curva proposta no HCM 2000 para a relação velocidade-débito considerando as condições base (referência).

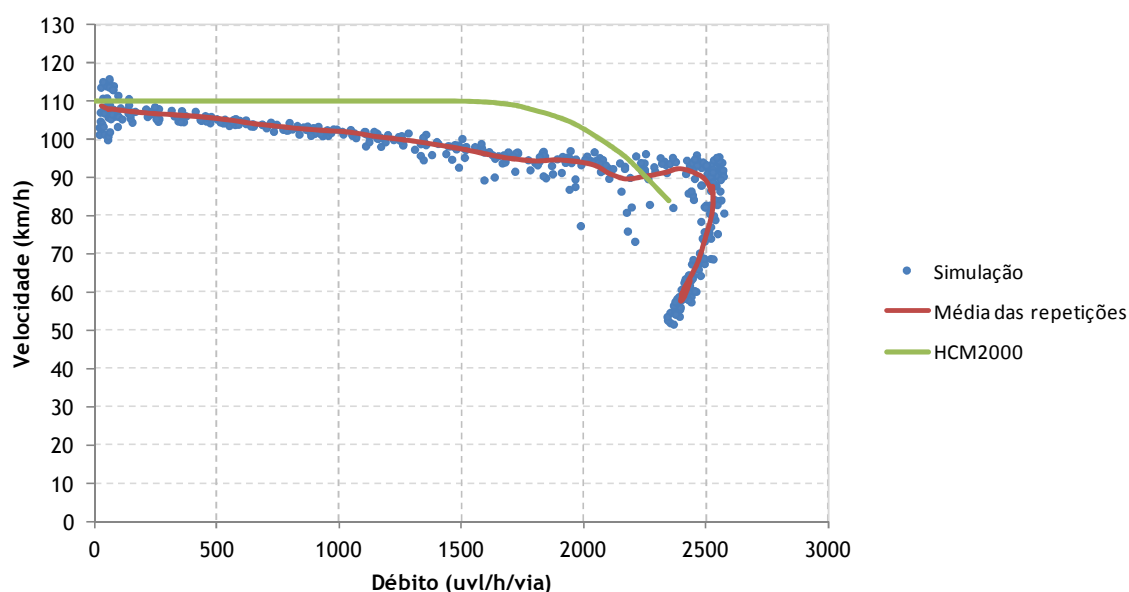


Figura 5.13 - Relação velocidade-débito obtida no simulador VISSIM usando os parâmetros por defeito

Analisando a Figura 5.13, observa-se que tal como sucedeu no simulador AIMSUN, os resultados da simulação efetuada no simulador VISSIM originam uma relação velocidade-débito com um comportamento distinto do da proposta no HCM 2000. De igual forma, verifica-se a não existência do patamar no qual a velocidade é constante em função do débito, que é

característico de regimes de tráfego baixos a moderados. Na curva obtida, em detrimento desse patamar, ocorre uma diminuição progressiva e praticamente constante da velocidade à medida que os valores do débito aumentam. No que toca aos resultados obtidos para valores de débito mais elevados, correspondentes à parte parabólica da relação do HCM 2000, também aqui as diferenças são notórias, não havendo uma correspondência com esse comportamento. Relativamente à capacidade, o valor obtido na simulação (2528 veíc./h/via para a média das 10 repetições) é superior ao proposto na HCM 2000 (2350 veíc./h/via), correspondendo essa diferença a cerca de mais 7% relativamente ao valor mencionado no HCM 2000.

Nas subsecções seguintes serão apresentados os resultados que foram obtidos para a análise de sensibilidade dos vários parâmetros testados. Nesses resultados encontra-se ainda indicada a curva proposta no HCM 2000 para as condições base, que servirá de referência. Tal como o realizado para o simulador AIMSUN, optou-se por apenas apresentar no texto principal os parâmetros cuja influência no comportamento da relação velocidade-débito é mais significativa, apresentando-se os restantes no Anexo C.

5.3.2.1. Velocidade desejada

No simulador VISSIM o parâmetro velocidade desejada (*desired speed*) assume uma função distribuição de probabilidade acumulada. Este representa a velocidade, em km/h, a que um condutor de um determinado tipo de veículo deseja circular caso não seja prejudicado por outros veículos (PTV, 2008). As distribuições estocásticas das velocidades desejadas são definidas para cada tipo de veículo que compõe cada corrente de tráfego (PTV, 2008).

Na Figura 5.14 encontram-se ilustradas as várias distribuições para a velocidade desejada que foram utilizadas nesta análise de sensibilidade e no Quadro 5.6 indicam-se quais os seus valores máximos e mínimos da velocidade desejada, bem como a frequência acumulada (que corresponde à probabilidade de ocorrência, logo varia entre 0 e 1) e respetivo valor da velocidade desejada para os pontos intermédios.

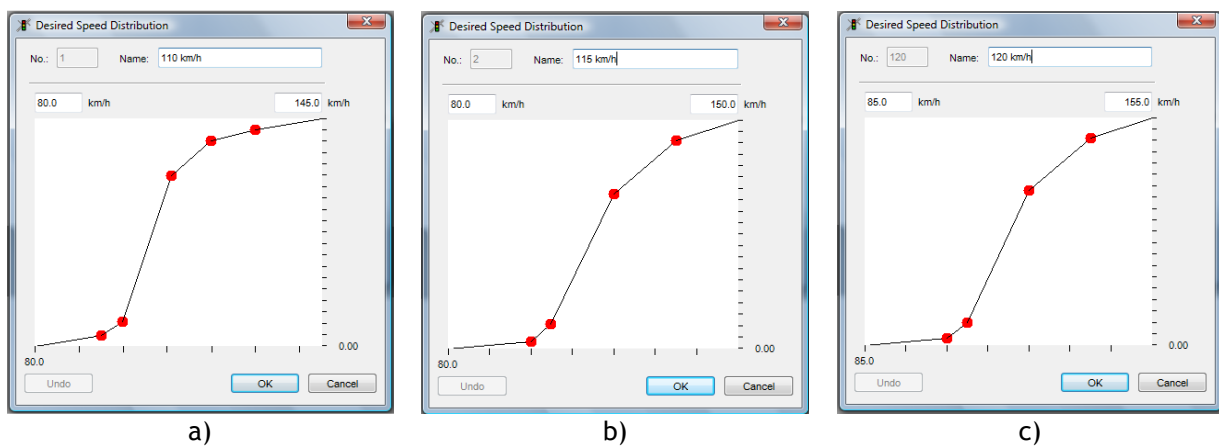
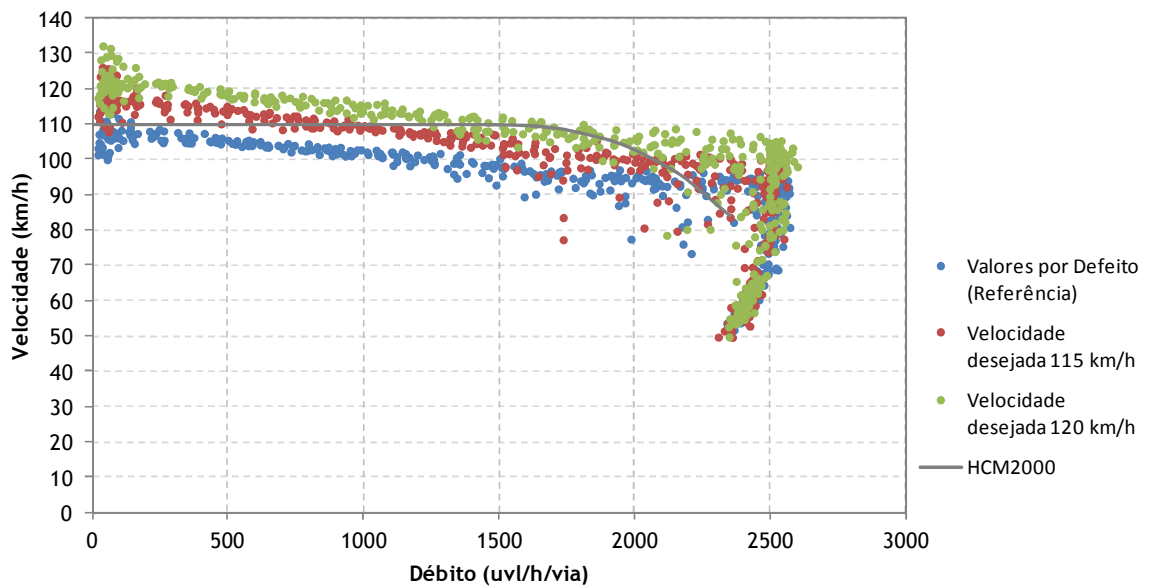


Figura 5.14 - Funções distribuição de probabilidade acumulada utilizadas na análise de sensibilidade do simulador VISSIM: a) velocidade desejada de 110 km/h (referência); b) velocidade desejada de 115 km/h; c) velocidade desejada de 120 km/h.

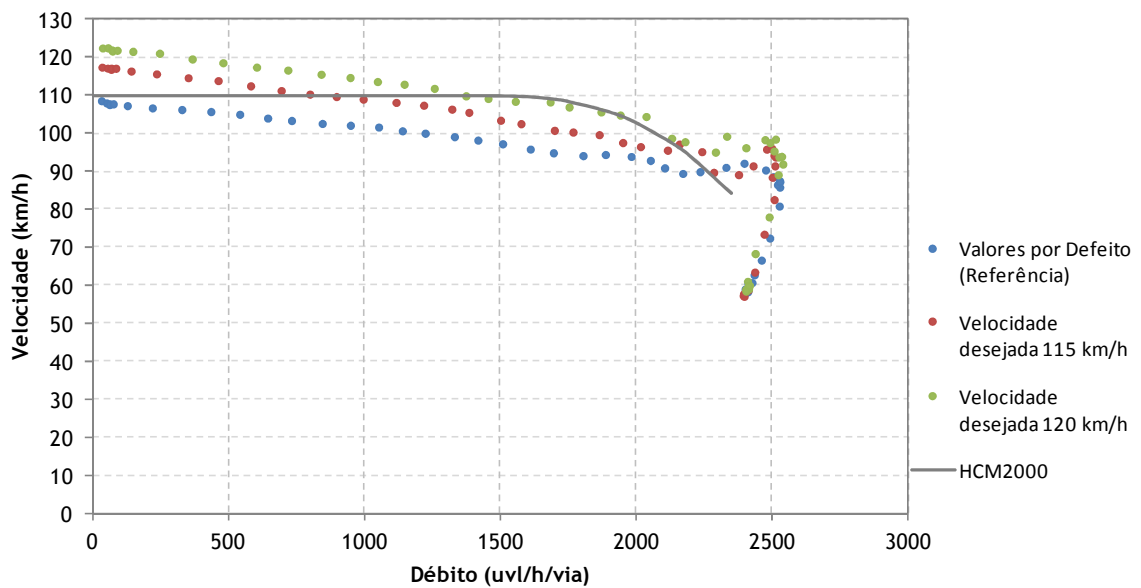
Quadro 5.6 - Definição das funções distribuição de probabilidade da velocidade desejada utilizadas na análise de sensibilidade.

	110 KM/H (REFERÊNCIA)		115 KM/H		120 KM/H	
	VELOCIDADE (KM/H)	FREQUÊNCIA ACUMULADA	VELOCIDADE (KM/H)	FREQUÊNCIA ACUMULADA	VELOCIDADE (KM/H)	FREQUÊNCIA ACUMULADA
Mínimo	80	0	80	0	85	0
Pontos Intermedios	95	0,05	100	0,03	105	0,03
	100	0,11	105	0,10	110	0,10
	111	0,75	120	0,68	125	0,68
	120	0,90	135	0,91	140	0,91
	130	0,95				
Máximo	145	1	150	1	155	1

Na Figura 5.15 mostram-se as relações velocidade-débito obtidas para cada uma das distribuições da velocidade desejada ensaiadas.



a)



b)

Figura 5.15 - Influência da velocidade desejada na relação velocidade-débito:

a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Da análise destes resultados constata-se que a velocidade desejada tem uma influência significativa na velocidade média da corrente de tráfego. Tal resultado é o que seria de esperar, uma vez que os veículos, individualmente, passam a desejar circular a velocidades superiores à da considerada como de referência. Em termos do valor da capacidade que é atingida, verifica-se que os resultados são semelhantes, não havendo por isso uma influência deste parâmetro no

valor obtido para este indicador de desempenho. Ao nível do comportamento das várias curvas velocidade-débito obtidas, é possível dizer-se que os seus andamentos são semelhantes ao do da curva de referência.

5.3.2.2. CC0 - Distância parado (*standstill distance*)

Nesta análise de sensibilidade foi escolhido o modelo de seguimento baseado na proposta efetuada por Wiedemann (1999). Este modelo definido no simulador VISSIM como modelo Wiedemann 1999 é o modelo mais adequado para simular o comportamento de correntes de tráfego em autoestradas (PTV, 2008; Chitturi, 2007), é composto por 10 parâmetros de calibração (PTV, 2008) que podem ser alterados pelo utilizador do simulador e representam os diferentes aspetos dos quatro modos de condução assumidos no modelo: circulação em regime livre, aproximação, seguimento e travagem. No Quadro ... apresentam-se de forma sintética esses 10 parâmetros de calibração (PTV, 2008).

Quadro 5.7 - Parâmetros envolvidos no modelo de seguimento de Wiedemann 1999.

CATEGORIA	CÓDIGO NO VISSIM	DESCRIÇÃO	VALOR PRÉ-DEFINIDO
Limites para Δx	CC0	Distância entre veículos parados (<i>standstill distance</i>) - corresponde à distância desejada entre o veículo líder e o veículo seguidor quando os veículos se encontram parados.	1,5 m
	CC1	Tempo para o veículo da frente (<i>headway time</i>) - tempo (em segundos) que um condutor pretende manter para o veículo que segue à sua frente quando se encontram em movimento.	0,90 s
	CC2	Variação de seguimento (<i>“following” variation</i>) - distância adicional à distância de segurança desejada que um condutor admite antes de intencionalmente decidir aproximar-se do veículo que segue à sua frente.	4,00 m
	CC3	Limiar para entrada em seguimento (<i>threshold for entering “following”</i>) - este parâmetro controla o início do processo de desaceleração. Corresponde ao tempo (em segundos) antes do veículo começar a desacelerar para atingir a distância de segurança.	-8,00 s
Limites para Δv	CC4	Limiar de seguimento negativo (<i>negative “following” threshold</i>) - estabelece a variação (negativa) de velocidade entre os veículos líder e seguidor.	-0,35 m/s
	CC5	Limiar de seguimento positivo (<i>positive “following” threshold</i>) - estabelece a variação (positiva) de velocidade entre os veículos líder e seguidor.	0,35 m/s
	CC6	Dependência da velocidade de oscilação (<i>speed dependency of oscillation</i>) - influência da distância na velocidade de oscilação durante o processo de seguimento.	11,44

CATEGORIA	CÓDIGO NO VISSIM	DESCRIÇÃO	VALOR PRÉ-DEFINIDO
Taxas de aceleração	CC7	Aceleração de oscilação (<i>oscillation acceleration</i>) - aceleração atual durante o processo de oscilação.	0,25 m/s ²
	CC8	Aceleração de parado (<i>standstill acceleration</i>) - aceleração desejada quando o veículo inicia o seu movimento da posição de parado.	3,50 m/s ²
	CC9	Aceleração a 80 km/h (<i>acceleration at 80 km/h</i>) - aceleração desejada quando o veículo circula a 80 km/h.	1,50 m/s ²

A análise iniciou-se com a avaliação do parâmetro de calibração CC0. CC0 corresponde à distância (ou espaço livre) que um condutor deseja manter para o veículo à sua frente quando este está parado numa autoestrada. Este parâmetro, em conjunto com o parâmetro CC1, é usado para calcular a distância de segurança mantida pelos condutores. Essa distância de segurança é obtida através da seguinte expressão (PTV, 2008) e representa o espaço livre que é desejado pelo veículo seguidor.

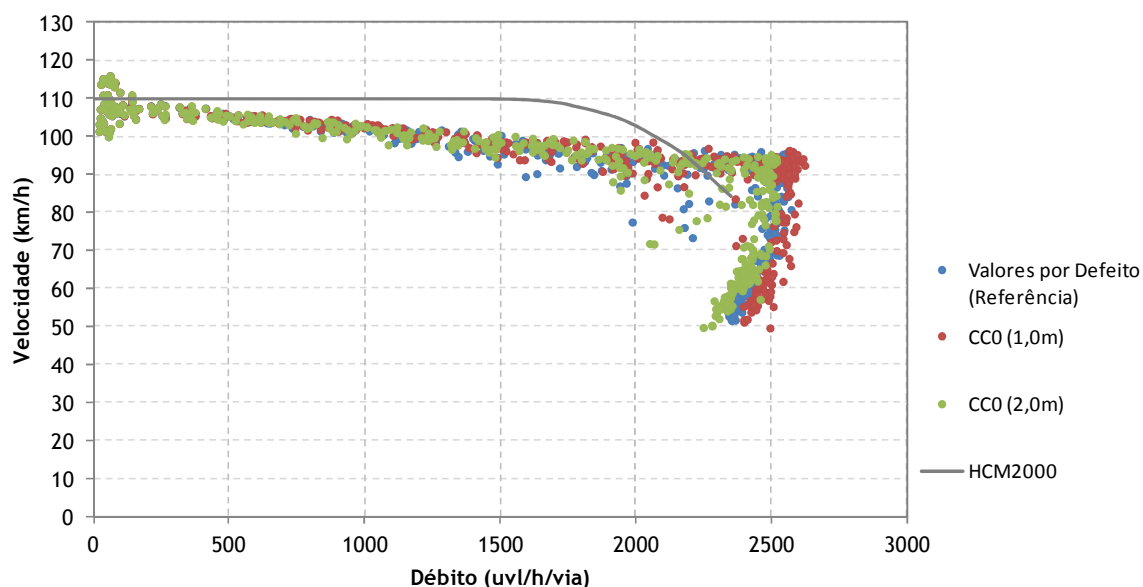
$$dx_safe = CC0 + CC1 \times v \quad (5.1)$$

onde:

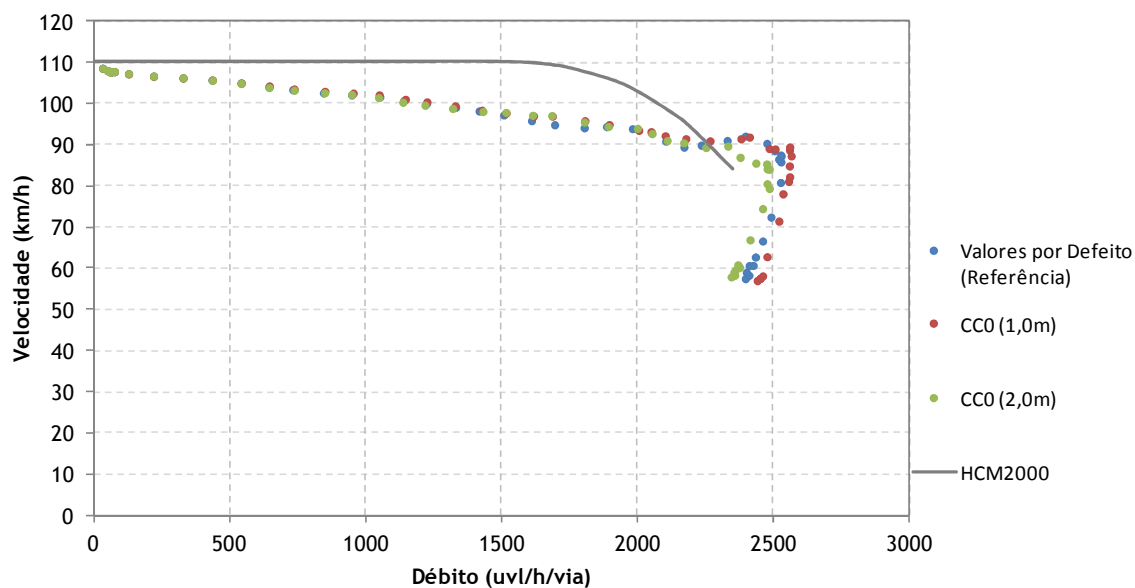
- dx_safe - distância de segurança (m);
- CC0 - distância parado (m);
- CC1 - tempo para o veículo da frente (s);
- v - velocidade do veículo seguidor (m/s).

A distância de segurança é definida no modelo de seguimento de Wiedemann como sendo a distância mínima que um condutor pretende manter quando segue um outro veículo. No caso de volumes de tráfego elevados é esta distância que constitui o fator mais influente na capacidade (PTV, 2008).

Por defeito o simulador VISSIM considera o valor de 1,5 m para a distância entre veículos quando estes estão parados. Foi este o valor considerado como referência, tendo-se ainda testado os valores de 1,0 m e 2,0 m para CC0. A Figura 5.16 mostra a influência de CC0 na relação velocidade-débito.



a)



b)

Figura 5.16 - Influência do parâmetro CC0 - distância parado (*standstill distance*) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

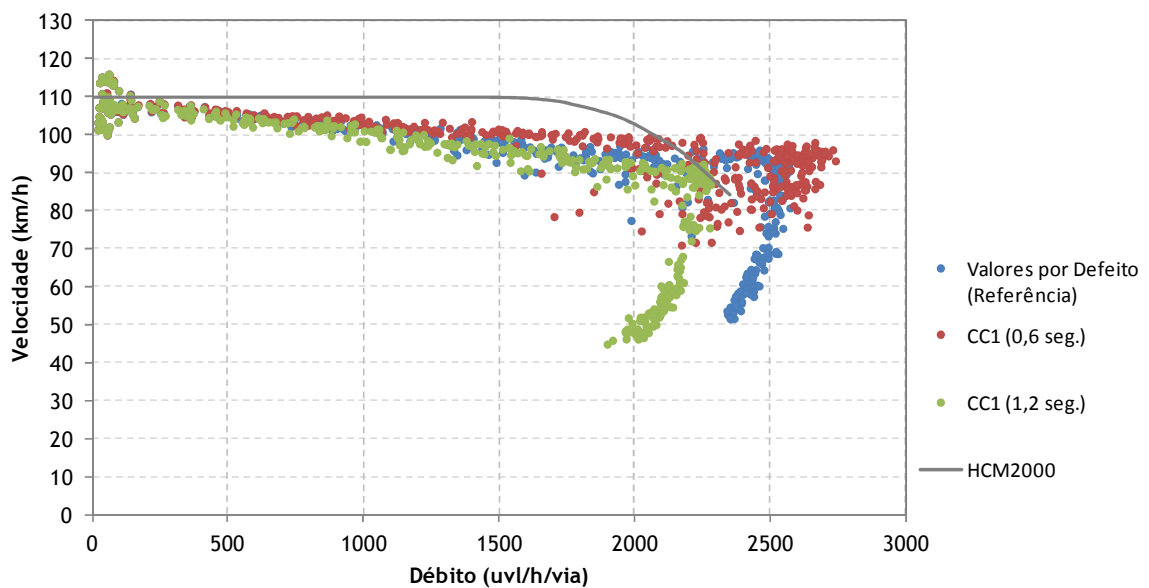
Da análise das relações obtidas é possível constatar que a influência de CC0 é sobretudo na capacidade. Assim, à medida de CC0 aumenta o valor da capacidade diminui, comportamento que aliás era o esperado, uma vez que a distância de segurança entre os veículos também aumentará. Relativamente à velocidade da corrente de tráfego, observa-se que apenas existe influência de CC0 quando os débitos são elevados (próximos da capacidade) e quando CC0 é mais

elevado.

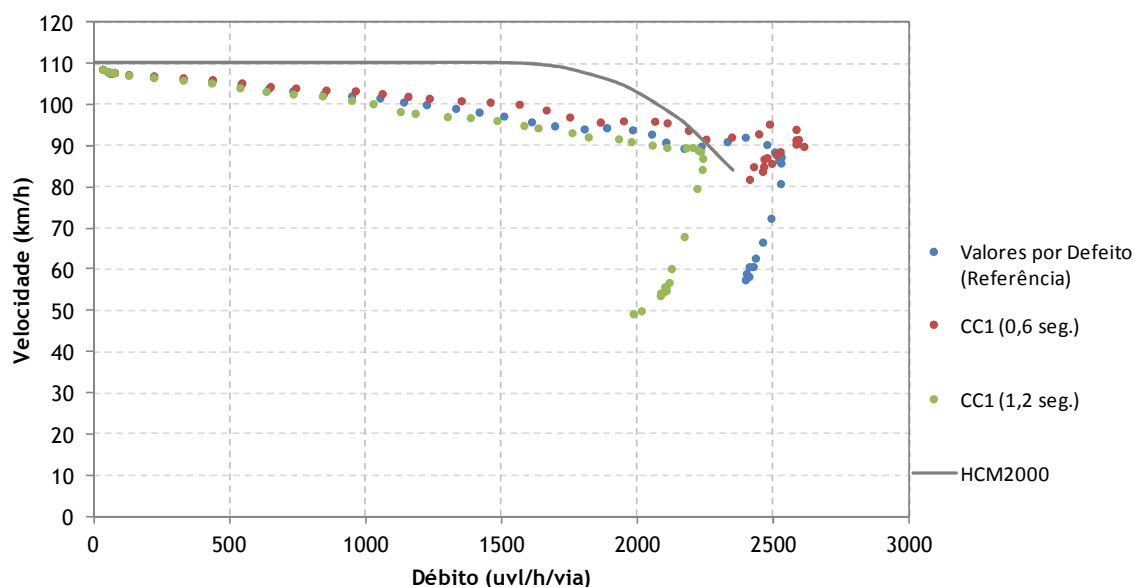
5.3.2.3. CC1 - Tempo para o veículo da frente

Como acima foi mencionado, a distância de segurança é obtida também por intermédio do parâmetro CC1 que corresponde ao intervalo de tempo que um condutor pretende conservar para o veículo que circula à sua frente. Assim, com base na expressão 5.1 é possível dizer que à medida que CC1 aumenta, também aumenta a distância de segurança o que irá diminuir o valor da capacidade, visto que os veículos passam a circular mais afastados. Valores mais elevados de CC1 têm como significado que os condutores são mais cautelosos (PTV, 2008).

Para se aferir esta questão foram considerados os valores de CC1 de 0,6 segundos e de 1,2 segundos, para além do valor de referência que se assumiu de 0,9 segundos (valor que vem pré definido no simulador. Os resultados estão ilustrados na Figura 5.17.



a)



b)

Figura 5.17 - Influência do parâmetro CC1 -tempo para o veículo da frente (*headway time*) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

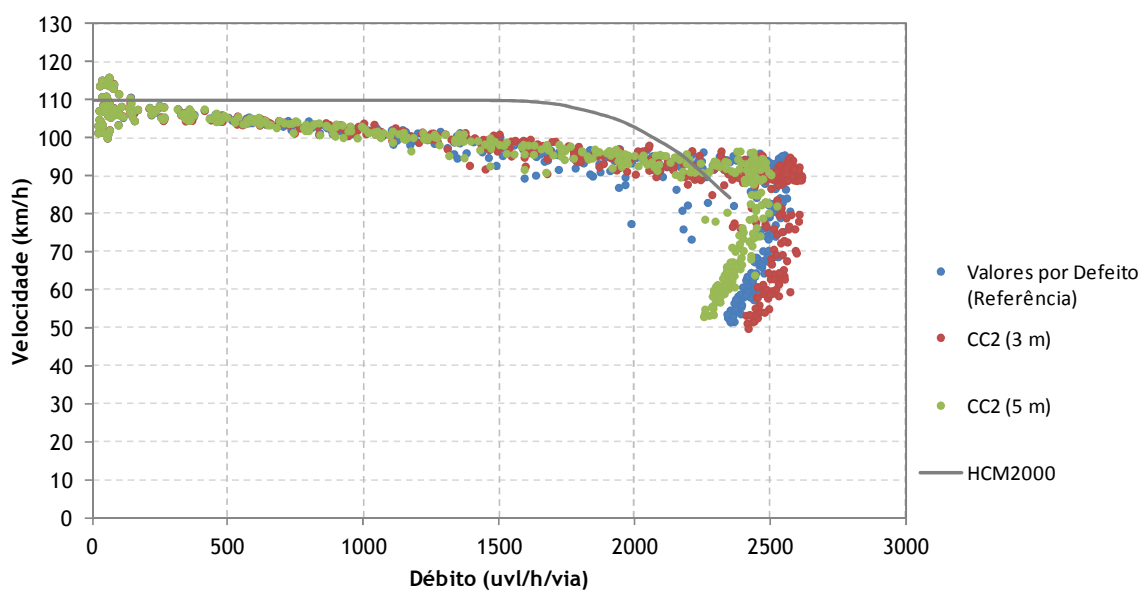
Fica clara a influência do parâmetro CC1 no valor da capacidade que foi atingida, tendo ficado comprovada a tendência esperada. Em termos da velocidade da corrente de tráfego, constata-se que as diferenças vão aumentando à medida que os débitos também aumentam, sendo que a velocidade aumenta com a diminuição de CC1. Importa ainda destacar que os resultados para CC1=0,6 seg. apresentaram uma muito maior variabilidade quando os débitos são mais elevados comparativamente com as outras duas simulações. A explicação para tal pode residir na grande proximidade dos veículos que origina maiores perturbações em regimes de escoamento instáveis.

5.3.2.4. CC2 - Variação de seguimento

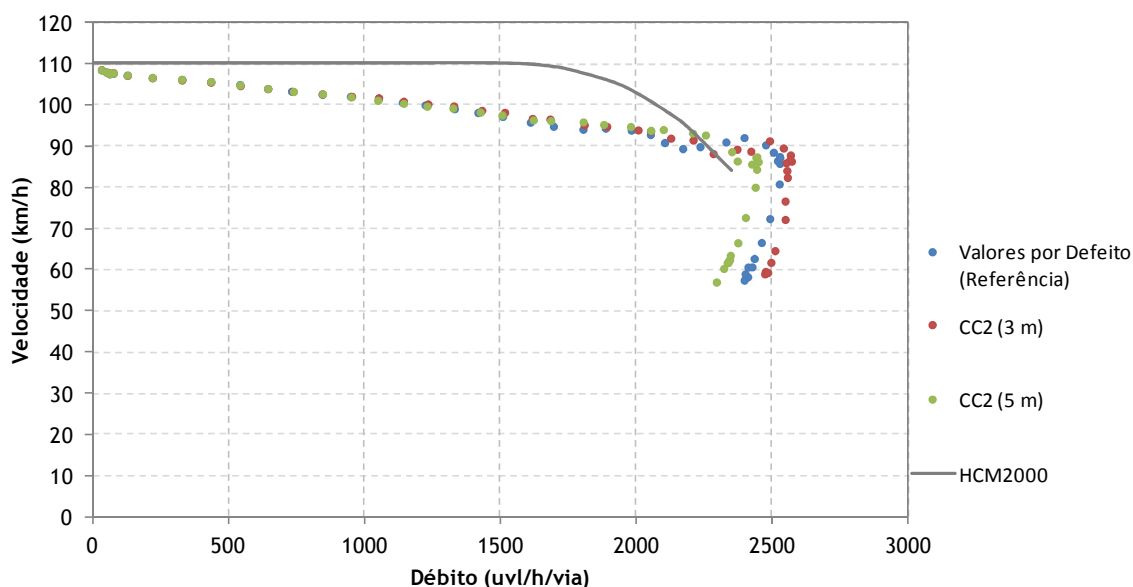
No simulador VISSIM o fator CC2 é o responsável por restringir a oscilação longitudinal dos veículos na simulação (Lownes e Machemehl, 2006; PTV, 2008). A oscilação longitudinal consiste no incremento de distância para além da distância de segurança entre veículos, que o condutor do veículo admite antes de decidir aproximar-se novamente do veículo que segue à sua frente. De notar que este processo de oscilação longitudinal tenta representar, no simulador, as imperfeições no controlo da aceleração e na estimativa da diferença de velocidade entre os veículos que se observam na realidade. Deste modo, à medida que CC2 aumenta também o intervalo de distâncias no qual se processa o comportamento de seguimento se alarga, visto que

o valor de CC2 adicionado ao valor da distância de segurança estabelece o limite superior desse intervalo.

Na análise de sensibilidade levada a cabo, consideraram-se os valores de CC2=3 m e de CC2=5 m, bem como o valor de CC2=4 m definido por defeito e considerado como referência. Na Figura 5.18 são mostrados os impactos que a alteração deste parâmetro provoca na relação fundamental velocidade-débito.



a)



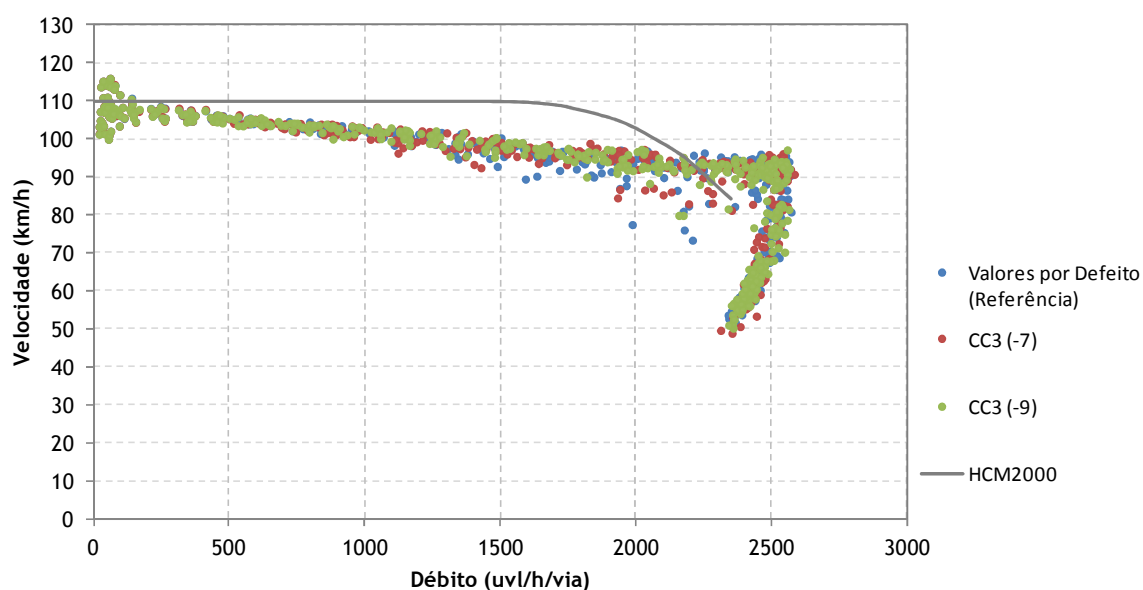
b)

Figura 5.18 - Influência do parâmetro CC2 - variação de seguimento (*“following” variation*) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

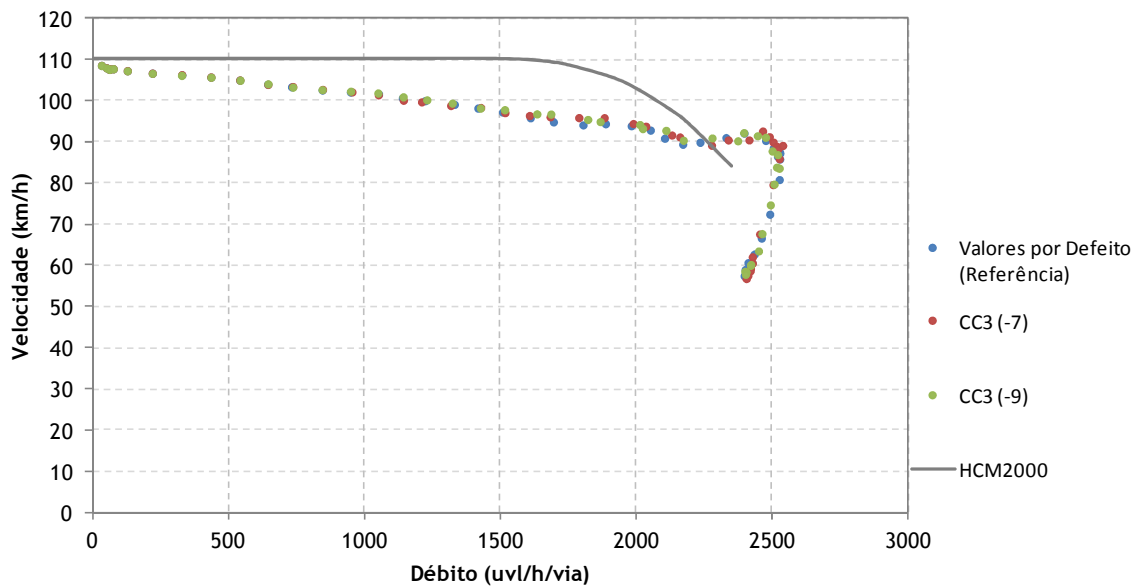
Dos resultados apresentados é possível dizer que tal como os parâmetros CC0 e CC1, também CC2 tem um impacto significativo no valor da capacidade que é obtido. Assim, quanto maior é a distância que CC2 representa, menor é a capacidade. Isto significa que os condutores admitem maiores distâncias entre eles o que, como se sabe, faz diminuir o valor da capacidade que é possível observar numa dada secção. Ao nível da velocidade, o impacto de CC2 apenas tem significado para débitos superiores a 2000 uvl/h/via, não havendo porém uma tendência clara.

5.3.2.5. Restantes parâmetros de calibração do modelo de seguimento

Os restantes parâmetros de calibração do modelo de seguimento (CC3 a CC9) foram também analisados seguindo a mesma metodologia descrita. Verificou-se que a sua influência no comportamento das curvas velocidade-débito obtidas é pouco significativa, tal como se pode constatar da análise da Figura 5.19 que mostra a análise efetuada para CC3 (valor de referência de CC3=-8 segundos e restantes valores de CC3=-7 segundos e CC3=-9 segundos). Os resultados das análises levadas a cabo para os restantes parâmetros podem ser verificados no Anexo C.



a)



b)

Figura 5.19 - Influência do parâmetro CC3 - Limiar para entrada em seguimento (*threshold for entering “following”*) - na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Apesar de nesta análise de sensibilidade não se ter observado uma influência muito significativo destes parâmetros, isto não significa que estes não tenham qualquer influência no comportamento dos veículos, quer a nível microscópico, quer até macroscópico. Se a nível macroscópico pode-se facilmente observar que existe alguma influência, a nível microscópico seria necessário estudar essa influência usando uma abordagem em que fossem analisadas variáveis microscópicas, como por exemplo a distância entre veículos.

5.3.2.6. Influência do modelo de mudança de via

No simulador VISSIM as mudanças de via são basicamente de dois tipos (PTV, 2008):

- Mudanças de via necessárias/obrigatórias - as que são indispensáveis para percorrer um determinado percurso;
- Mudanças de via livres/arbitrárias - as que ocorrem quando um condutor procura melhores condições de circulação (por exemplo, mais espaço ou velocidades superiores).

De acordo com o manual do simulador VISSIM (PTV, 2008), a modelação das mudanças de via obrigatórias é conseguida através dos parâmetros de comportamento de condução que

contêm a desaceleração máxima aceitável para o veículo e para o veículo que segue atrás na via de destino e que irão depender da distância para a posição de paragem de emergência existente no conetor seguinte pertencente ao percurso desejado. Para este tipo de mudanças de via pode ser definida no simulador a “agressividade” com que o condutor realiza estas manobras. Tal é concretizado por intermédio da definição de limiares de desaceleração, quer para o veículo que efetua a manobra (*own vehicle*), quer para o que segue atrás dele (*trailing vehicle*). O intervalo destas desacelerações é estabelecido pelas desacelerações máxima (*maximum deceleration*) e aceite (*accepted deceleration*), que podem ser alteradas pelo modelador. Adicionalmente, é também fixada a taxa de redução da desaceleração máxima (em metros por 1 m/s^2) com o aumento da distância para a posição de paragem de emergência (PTV, 2008).

Nas mudanças de via arbitrárias, o que é verificado no simulador VISSIM é a distância de segurança desejada do veículo que segue atrás na via de destino. Esta distância de segurança depende da velocidade desse veículo e da velocidade do veículo que pretende efetuar a mudança de via. Porém, apesar de não existir na versão utilizada do simulador, nenhuma forma do modelador poder alterar a “agressividade” dos condutores nestas mudanças de via, a mudança dos parâmetros que afetam a distância de segurança desejada (parâmetros CC0 e CC1 utilizados no modelo de seguimento) afetarão também as mudanças de via arbitrárias (PTV, 2008).

Em ambos os casos, quando um condutor tenta mudar de via, o primeiro passo consiste em ser encontrado um intervalo entre veículos (através do parâmetro tempo para o veículo da frente - *time headway*) na corrente de tráfego de destino, que seja adequado a esse propósito. O tamanho desse intervalo é dependente da velocidade, quer do veículo que deseja a mudança de via, quer do veículo que segue atrás na via de destino. Nas mudanças de via obrigatórias depende ainda dos valores da desaceleração da “agressividade” (PTV, 2008).

No VISSIM as mudanças de via em autoestradas podem ser modeladas por intermédio de dois modelos distintos que definem o modo como os veículos efetuam as ultrapassagens. No primeiro, o designado modelo de seleção livre de via (*free lane selection*), os veículos têm total liberdade para efetuarem ultrapassagens usando qualquer via, desde que as condições de circulação sejam melhores. No segundo, denominado de modelo da regra da via direita (*right side rule*), as ultrapassagens na via mais rápida são permitidas quando a velocidade nessa via é superior a 60 km/h, enquanto para velocidades mais baixas, os veículos na via mais lenta estão autorizados a ultrapassar pela direita caso a diferença de velocidade máxima seja de 20 km/h (PTV, 2008).

Os parâmetros que possibilitam a alteração do comportamento dos veículos durante as mudanças de via nos modelos descritos são os que se apresentam resumidamente no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 - Parâmetros envolvidos nos modelos de mudança de via do simulador VISSIM

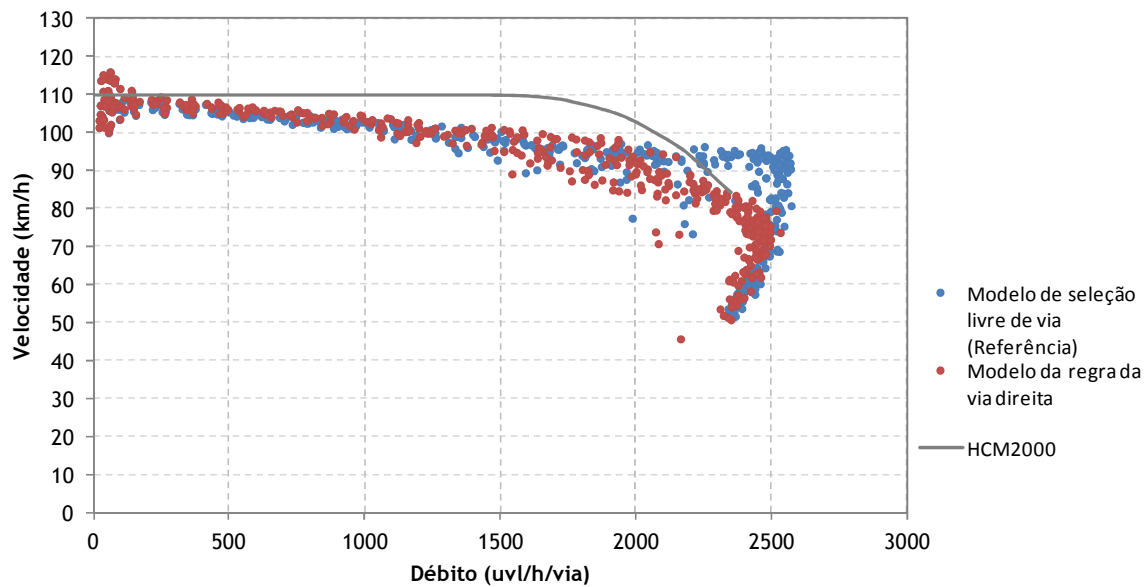
PARÂMETRO	DESCRIÇÃO	VALOR PRÉ-DEFINIDO
Desaceleração máxima (<i>maximum deceleration</i>)	Desaceleração máxima que o veículo pode assumir numa mudança de via.	-3,50 m/s ² ⁽¹⁾ -3,00 m/s ² ⁽²⁾
Desaceleração aceite (<i>accepted deceleration</i>)	Desaceleração que o veículo pode assumir numa mudança de via.	-1,00 m/s ² ⁽¹⁾ -0,25 m/s ² ⁽²⁾
Distância por cada -1 m/s ² (<i>-1 m/s² per distance</i>)	Distância necessária para haver a redução de 1 m/s ² na desaceleração máxima com o aumento da distância para a posição de paragem de emergência.	300 m ⁽¹⁾ 200 m ⁽²⁾
Tempo de espera para a difusão (<i>waiting time before diffusion</i>)	Define o tempo que um veículo pode aguardar na posição de paragem de emergência por um intervalo que lhe permita a mudança de via, de modo a lhe ser possível a continuação da realização do seu percurso desejado. Quando este valor é excedido o veículo é retirado (difusão) da rede em simulação.	60,00 s
Distância mínima para o veículo da frente/trás (<i>minimum headway - front/rear</i>)	Consiste na distância mínima para o veículo da frente/trás que deve estar disponível para uma mudança de via a partir da condição de parado.	0,50 m
Tempo mínimo para mudança para a via lenta (<i>to slower lane if collision time is above</i>)	Este parâmetro apenas é usado no modelo da regra da via direita e descreve o tempo mínimo para o veículo seguinte na via mais lenta, de modo a que seja possível a mudança de via do veículo da via mais rápida para a mais lenta.	0,50 s
Fator de redução da distância de segurança (<i>safety distance reduction factor</i>)	Durante mudanças de via um fator de redução é considerado e tem efeito para: a distância de segurança do veículo atrás na nova via na decisão de mudar de via ou não; a própria distância de segurança durante a mudança de via; a distância para o veículo que circula à frente (mais lento) do veículo que pretende mudar de via. Este fator de redução irá fazer diminuir a distância de segurança durante o processo de mudança de via, após a qual a distância de segurança original é retomada.	0,60
Máxima desaceleração para travagem cooperativa (<i>maximum deceleration for cooperative braking</i>)	Define a desaceleração máxima que o veículo usaria em caso de travagem cooperativa, permitindo assim a um veículo que está a mudar de via que possa mudar para a sua própria via. A travagem cooperativa usa: até 50% da desaceleração desejada até que o veículo líder comece a mudar de via; entre 50% da desaceleração desejada e o valor definido para este parâmetro.	-3,00 m/s ²

⁽¹⁾ - valores para o veículo que efetua a manobra de mudança de via (*own vehicle*);

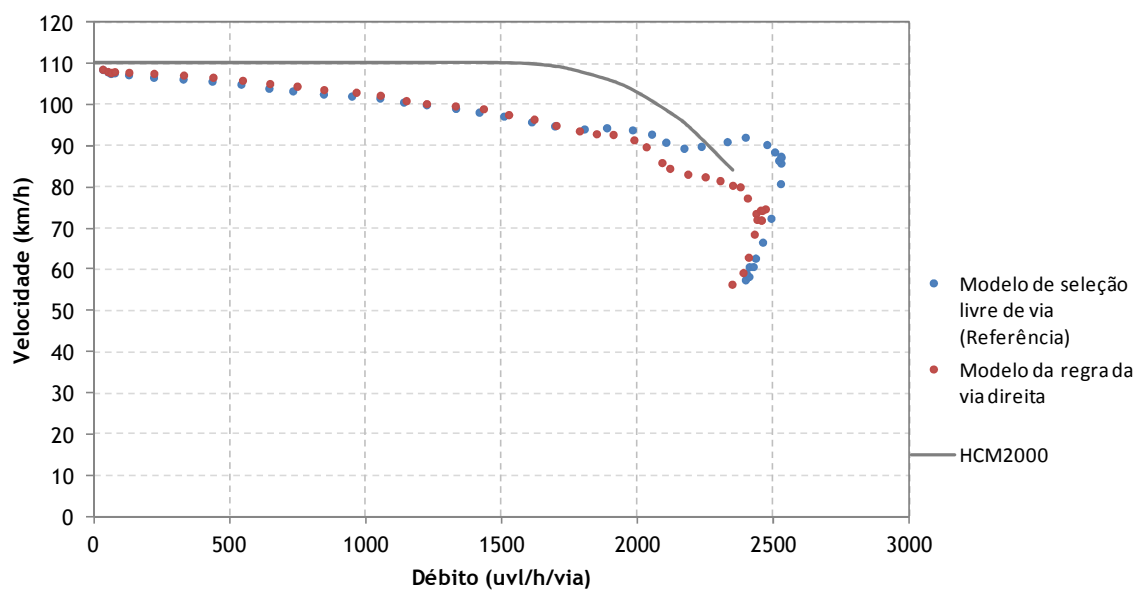
⁽²⁾ - valores para o veículo que segue atrás do que está a mudar de via (*trailing vehicle*).

Na análise de sensibilidade que foi levada a cabo, começou-se por analisar a influência

do modelo de mudança de via que pode ser selecionado pelo modelador. São precisamente esses resultados que são apresentados na Figura 5.20, na qual se mostram essa influência.



a)



b)

Figura 5.20 - Influência do modelo de mudança de via na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

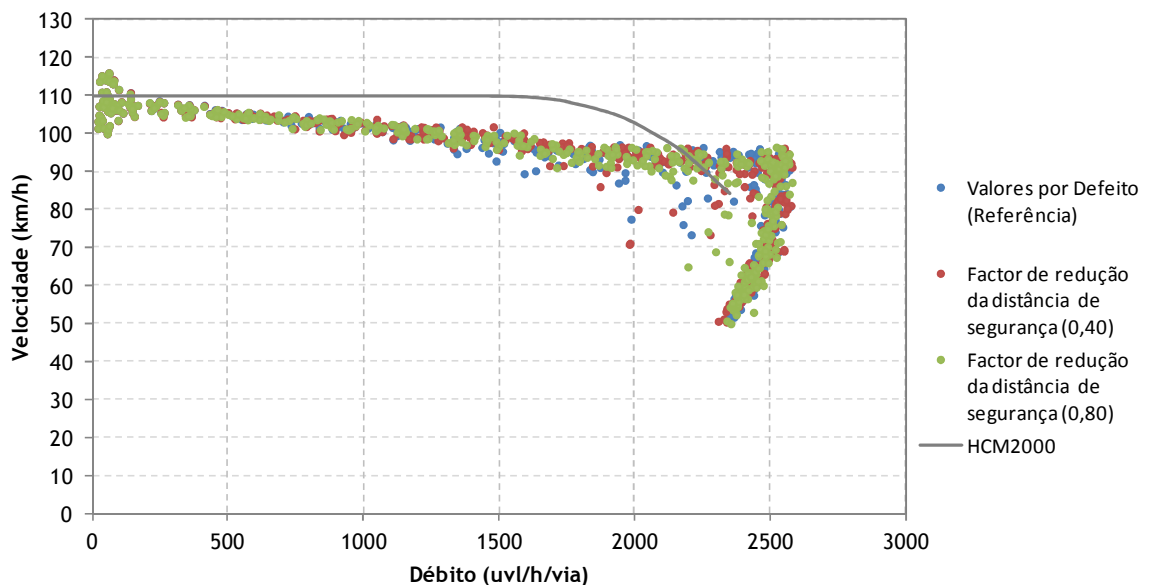
Constata-se da observação dos resultados apresentados que o modelo de mudança de via considerado no simulador tem influência na relação velocidade-débito, sendo no entanto que

essa influência é apenas significativa quando os débitos são mais elevados e por conseguinte as condições de circulação se começam a deteriorar. Nessas condições com o modelo da regra da via direita foram obtidos valores mais baixos para a velocidade média da corrente de tráfego.

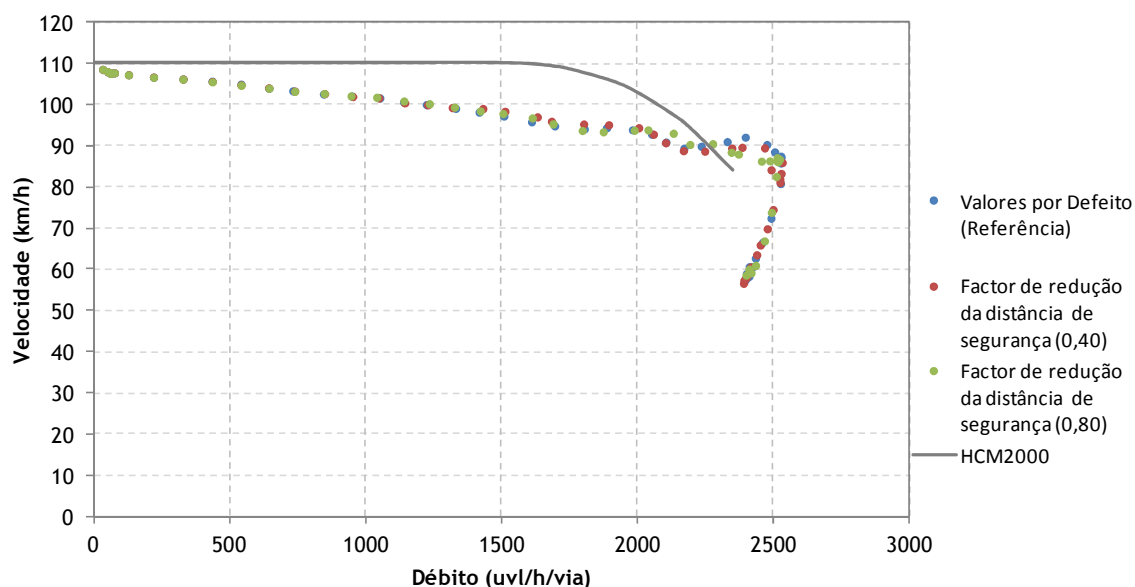
Em termos da capacidade, o modelo da regra da via direita origina valores mais baixos do que o modelo de seleção de via, apesar dessa diferença ser de apenas cerca de 2%.

5.3.2.7. Influência dos parâmetros no modelo de seleção livre de via

Para cada um dos parâmetros referidos acima foi efetuada a respetiva análise de sensibilidade, tendo-se obtido para cada uma das análises realizadas as correspondentes relações velocidade-débito. Constatou-se porém que a influência dos parâmetros no comportamento das correntes de tráfego é na maior parte dos casos muito pouco significativo ou residual e em alguns praticamente nula. A título ilustrativo apresentam-se na Figura 5.21 os resultados obtidos para o parâmetro distância mínima para o veículo da frente (*minimum headway - front/rear*) no modelo de seleção livre de via onde as diferenças entre os valores testados foram maiores. Os resultados dos restantes parâmetros encontram-se disponíveis no Anexo C.



a)

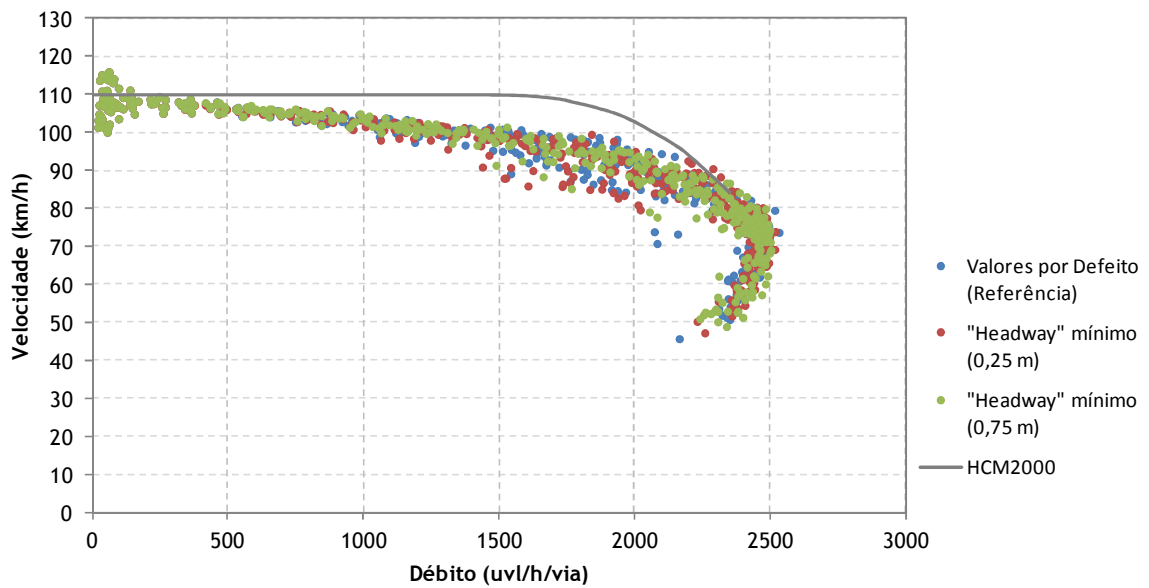


b)

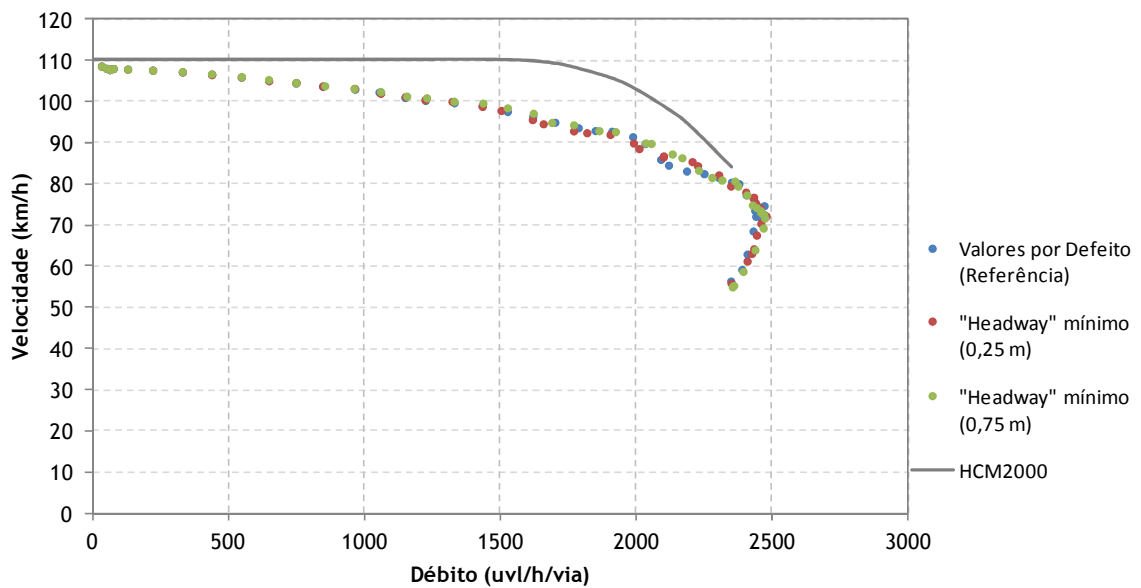
Figura 5.21 - Influência do fator de redução da distância de segurança no modelo de seleção livre de via na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

5.3.2.8. Influência dos parâmetros no modelo da regra da via direita

Analogamente ao levado a cabo para o modelo de seleção livre de via, também para o modelo da regra da via direita foi testada a influência dos parâmetros de calibração apresentados. Também aqui os resultados não mostram uma influência significativa na relação fundamental velocidade-débito para qualquer um dos parâmetros. Esses resultados podem ser consultados no Anexo C. Na Figura 5.22 e para o mesmo parâmetro considerado aquando da análise do modelo de seleção livre de via, distância mínima para o veículo da frente (*minimum headway - front/rear*), mostram-se os resultados obtidos agora considerando o modelo da regra da via direita, onde se pode comprovar que a alteração deste parâmetro em concreto não se traduz numa alteração expressiva do comportamento macroscópico da corrente de tráfego.



a)



b)

Figura 5.22 - Influência do “headway” mínimo no modelo da regra da via direita na relação velocidade-débito: a) resultados de todas as repetições; b) média das repetições

Pode-se desta forma concluir que a influência dos parâmetros de calibração nos modelos de mudança de via não tem, para as condições em que a análise de sensibilidade foi efetuada, uma influência significativa no comportamento macroscópico das correntes de tráfego, o que porém não significa que não haja uma influência ao nível microscópico.

5.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste capítulo foi levada a cabo uma análise de sensibilidade aos principais parâmetros de calibração do microsimuladores AIMSUN e VISSIM, com o intuito de se compreender melhor qual o impacto de cada um deles no comportamento macroscópico das correntes de tráfego simuladas. Assim, é possível concluir que no simulador AIMSUN os parâmetros cuja influência é maior nesse comportamento são:

- Velocidade máxima desejada;
- Tempo de reação dos condutores;
- Fator de sensibilidade;
- Aceitação da velocidade;
- “*Headway*” mínimo.

Relativamente ao simulador VISSIM, esta análise permitiu identificar os seguintes parâmetros como sendo os que têm um impacto mais significativo:

- Velocidade desejada;
- CC1 - Tempo para o veículo da frente;
- CC2 - Variação de seguimento.

Para além destes parâmetros, o modelo de mudança de via revelou uma influência considerável no comportamento das correntes de tráfego simuladas.

No entanto, apesar da análise de sensibilidade ter sido algo extensa, esta foi realizada seguindo uma abordagem tradicional, ou seja, em que se alterou apenas os valores de um parâmetro. Segundo Vilarinho (2008), esta abordagem não permite conhecer a interação entre parâmetros e qual o seu efeito no desempenho do modelo, pois apenas se altera cada um isoladamente. Para se ultrapassar esta questão seria útil seguir uma outra abordagem, que consiste em avaliar a influência de mais do que um parâmetro em simultâneo. Porém, tal obrigaria a um estudo muito mais aprofundado desta temática, o que extravasa o âmbito deste trabalho. Assim, em desenvolvimentos futuros, mais dirigidos sobre esta temática, esta abordagem deve ser avaliada de modo a conhecer-se melhor a influência dos vários parâmetros de calibração.

CAPÍTULO 6

Análise do Desempenho de uma
Autoestrada Portuguesa

6. ANÁLISE DO DESEMPENHO DE UMA AUTOESTRADA PORTUGUESA

6.1 INTRODUÇÃO

Ao longo deste capítulo será apresentada autoestrada utilizada como caso de estudo, bem como o conjunto de análises relativas ao seu desempenho que foram levadas a cabo. Assim, foi realizada uma análise segundo a metodologia proposta no HCM 2000 para a avaliação dos níveis de serviço em secções correntes de autoestradas, bem como foram construídos dois modelos de simulação microscópica de tráfego usando cada um dos simuladores AIMSUN e VISSIM. Esses modelos permitirão aferir da capacidade dos simuladores microscópicos de tráfego em representar o comportamento das correntes de tráfego em autoestradas em termos de relação entre a sua velocidade média e o débito.

6.2 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Neste trabalho foi analisada como caso de estudo a autoestrada n.º 5 (A5), também conhecida como autoestrada da Costa do Estoril. Esta autoestrada, que pertence à rede da Brisa Concessão Rodoviária e faz parte do conjunto de autoestradas exploradas pela operadora Brisa Autoestradas, é a mais antiga autoestrada portuguesa, tendo o seu primeiro troço (Lisboa/Estádio Nacional) sido aberto ao tráfego em 1944 e ficado totalmente concluída em 1991. Em termos históricos a A5 constitui-se assim como um marco importante quer a nível nacional, quer internacional, uma vez que foi uma das primeiras estradas deste tipo que foi construída no Mundo (Maré, 2011).

A A5 tem uma extensão total de 25 km e liga Lisboa a Cascais, tendo o seu percurso início no final do Viaduto Eng.º Duarte Pacheco, no sopé da Serra de Monsanto e já na periferia da cidade de Lisboa, e o seu término a noroeste de Cascais, junto ao limite do Parque Natural de Sintra-Cascais e a poucos quilómetros da costa ocidental (Figura 6.1).

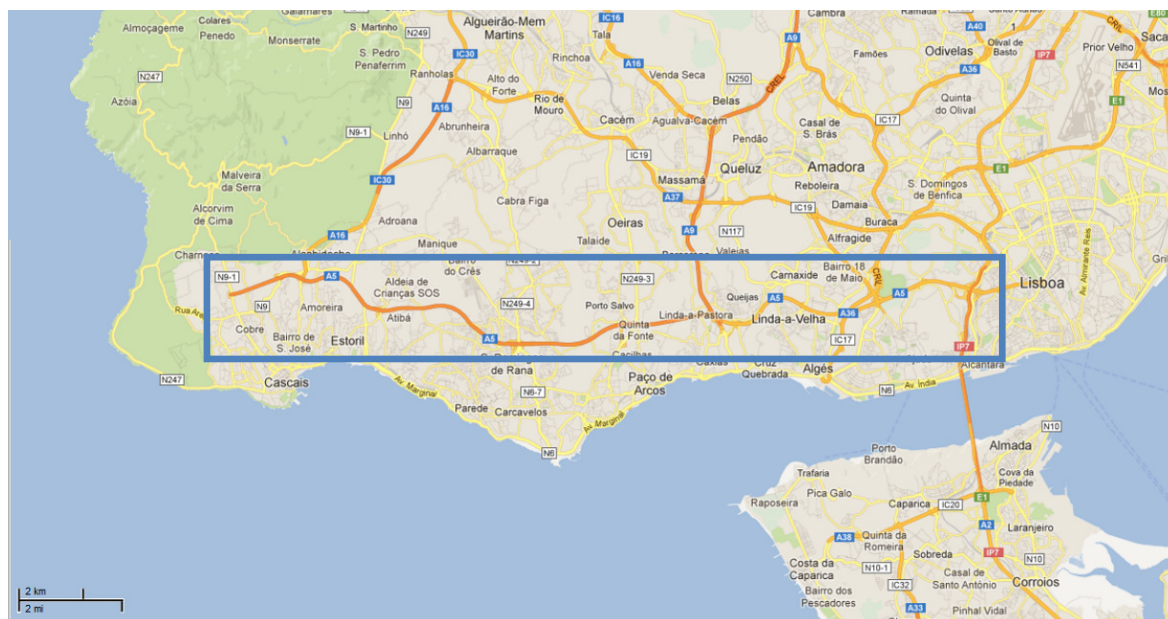


Figura 6.1 - Localização da autoestrada A5 (Google Maps, 2013)

A A5 constitui-se assim como um importante eixo de entrada e saída da cidade de Lisboa, fazendo a ligação à região a Oeste da cidade, onde se localizam importantes pólos populacionais, tais como, Paço de Arcos, Oeiras, S. Domingos de Rana, Carnaxide, Alcabideche, Estoril e Cascais. Para além disso, a autoestrada A5 tem conexões com as autoestradas A16, A9 (CREL - circular externa regional de Lisboa), A32 (CRIL - circular interna regional de Lisboa) e IP7/A2, o que lhe permite a ligação a diversas origens/destinos. No Plano Rodoviário Nacional de 2000 (PRN 2000) a autoestrada A5 é identificada como sendo um Itinerário Complementar, com a designação de IC15.

Como já foi referido a autoestrada A5 é explorada pela concessionária Brisa Autoestradas, em regime de portagem real do tipo sistema aberto, no qual a taxa de portagem é fixada em função da classe de veículo e da barreira de portagem, não tendo portanto em conta o percurso efetuado, isto é, a cobrança é realizada à entrada ou à saída independentemente do percurso que é percorrido (www.brisa.pt).

Em termos de tráfego a A5 é a autoestrada portuguesa com a média de tráfego mais elevada da rede nacional, sendo, em média de troços, a mais congestionada autoestrada de Portugal, com o seu troço Estádio Nacional-Oeiras a ser o mais congestionado de toda a rede viária portuguesa. No Quadro 6.1 são apresentados os valores registados para o tráfego médio diário anual (TMDA) dos troços que compõem a A5 entre os anos de 2008 e 2011 e do tráfego médio diário entre janeiro e setembro em 2012 (INIR, 2009, 2010, 2011, 2012a e 2012b).

Quadro 6.1 - Volumes de tráfego na autoestrada A5 entre 2008 e 2012

TROÇO	TMDA (VEÍC./DIA)				TMD (VEÍC./DIA)
	2008	2009	2010	2011	2012
Viaduto Duarte Pacheco - Cruz das Oliveiras	n.d.	n.d.	137 556	129 532	125 291
Cruz das Oliveiras - Monsanto	n.d.	n.d.	137 134	133 314	127 710
Monsanto - Miraflares (A5/IC17)	n.d.	n.d.	130 369	126 737	120 849
Miraflares (A5/IC17) - Linda-a-Velha	n.d.	n.d.	200 126	160 000	146 232
Linda-a-Velha - Estádio Nacional	n.d.	n.d.	174 033	142 479	131 406
Estádio Nacional - Oeiras	126 523	124 825	121 718	115 909	108 654
Oeiras - Carcavelos	83 162	81 739	78 980	75 290	70 232
Carcavelos - Estoril	55 007	53 318	52 250	49 572	45 176
Estoril - Alcabideche	40 333	38 592	37 692	36 454	30 638
Alcabideche - Alvide	n.d.	n.d.	32 691	34 453	30 558
Alvide - Cascais	n.d.	n.d.	27 853	28 396	27 453

Em termos geométricos, esta estrada tem um perfil transversal que varia ao longo do seu traçado, de um perfil 2x2 vias até um perfil 2x4 vias. No Quadro 6.2 apresenta-se, para cada sentido, a informação relativa ao número de vias e extensão de cada um dos troços da A5.

Quadro 6.2 - Número de vias e extensão dos troços da A5, por sentido

TROÇO	SENTIDO LISBOA-CASCAIS		SENTIDO CASCAIS-LISBOA	
	Nº DE VIAS	EXTENSÃO (KM)	Nº DE VIAS	EXTENSÃO (KM)
Viaduto Duarte Pacheco - Cruz das Oliveiras	4 vias	1,466	4 vias	1,466
Cruz das Oliveiras - Monsanto	4 vias	1,484	4 vias	1,484
Monsanto - Miraflares (A5/IC17)	3 vias	0,972	4 vias	0,972
Miraflares (A5/IC17) - Linda-a-Velha	4 vias	1,430	4 vias	1,430
Linda-a-Velha - Estádio Nacional	3 vias	3,273	3 vias	3,273
Estádio Nacional - Oeiras	3 vias	2,938	3 vias	2,938
Oeiras - Carcavelos	3 vias	3,377	3 vias	3,377
Carcavelos - Estoril	3 vias	4,860	3 vias	4,860
Estoril - Alcabideche	3 vias	3,000	3 vias	3,000
Alcabideche - Alvide	2 vias	0,550	2 vias	0,550
Alvide - Cascais	2 vias	1,750	2 vias	1,750

A autoestrada A5 tem um total de catorze nós de ligação (sendo que um deles só serve o sentido Lisboa-Cascais), a que correspondem doze ramos de entradas e dezasseis de saída no sentido Lisboa-Cascais e a dezassete de entrada e treze de saída no sentido inverso. No Quadro 6.3 encontram-se indicadas as designações de cada um dos nós de ligação, as respetivas origens e/ou destinos e a sua localização quilométrica (www.brisa.pt).

Quadro 6.3 - Locais serviços e localização dos nós de ligação da A5

DESIGNAÇÃO DO NÓ DE LIGAÇÃO	ORIGENS/DESTINOS	LOCALIZAÇÃO (PK)
Viaduto Duarte Pacheco	A2 - Sul, Av. Ceuta, Praça de Espanha.	0+000
Cruz das Oliveiras	Ajuda, Monsanto	1+466
Monsanto	Algés, Amadora, Belém, Hospital, Sintra	2+950
Miraflores (A5/IC17)	A1 - NORTE, Aeroporto, Buraca, IC 17 - CRIL	3+922
Linda-a-Velha	Carnaxide, Linda-A-Velha	5+352
Estádio Nacional	A1-A8-A10, A9 - CREL, Algés/Av. Marginal, Caxias/Av. Marginal, Caxias/Queijas, Queijas/Estádio	8+040
Estádio Nacional 2		8+625
Oeiras 2 (Sentido Lisboa-Cascais)	Cacém, Porto Salvo	10+800
Oeiras	Oeiras, Paço de Arcos	11+563
Carcavelos	Abóboda, Carcavelos, Parede, São Domingos de Rana, Tires, Tires/Parede	14+940
Estoril	Alcoitão, Bicesse, Estoril, Manique	19+800
Alcabideche (A5/A16)	Abuxarda, Alcabideche, Amoreira, Sintra	22+800
Alvide	Alvide, Cobre	23+350
Cascais	Aldeia de Juso, Cabo da Roca/Colares, Cascais, Malveira	25+100

Em termos de cobrança de portagens, estas são efetuadas num sistema do tipo aberto existindo para o efeito seis praças de portagem. Duas localizam-se em Oeiras, três em Carcavelos (uma das quais em plena via) e uma outra no Estoril. Como já foi referido, a cobrança é efetuada diretamente à entrada ou saída da autoestrada em função da classe do veículo e não tendo em consideração o percurso que é efetuado.

6.3 DADOS RECOLHIDOS

6.3.1. Dados de Tráfego

Com o objetivo de caracterizar as correntes de tráfego que circulam na autoestrada A5, foram fornecidos pela empresa concessionária desta via dados de tráfego recolhidos entre os dias 1 e 18 de maio de 2011. Estes dados correspondem à informação que é recolhida por alguns contadores localizados na plena via da autoestrada e que para além de detetarem o veículo, são capazes de determinar a sua velocidade, o seu comprimento, classificá-lo e ainda conhecer-se o intervalo de tempo para o veículo da frente (o *headway* na designação inglesa). Esses dados servirão para a calibração e validação dos modelos construídos nos dois simuladores microscópicos de tráfego. O troço de autoestrada a que estes contadores se referem situa-se entre o PK 0+000 e o PK 10+000. Será este o troço que posteriormente será modelado recorrendo aos microssimuladores.

Na Figura 6.2 encontra-se esquematizada a localização dos contadores onde foram recolhidos os dados utilizados neste trabalho.

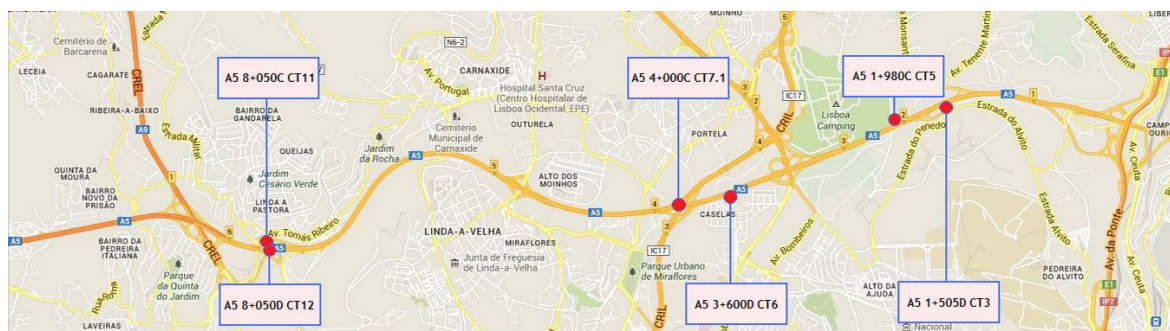


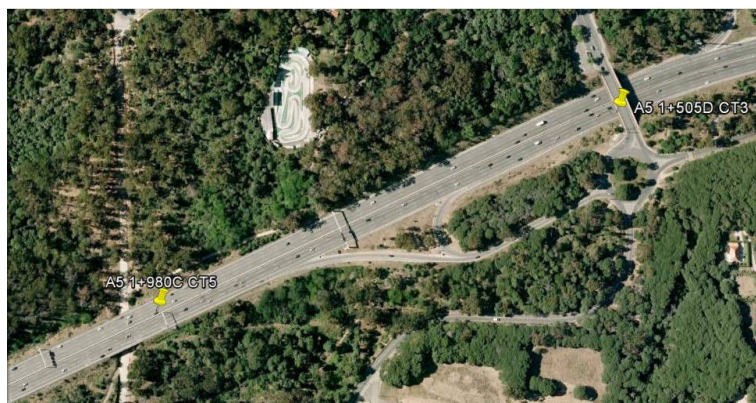
Figura 6.2 - Localização dos contadores utilizados no estudo

Importa desde já realçar que a localização dos contadores não é a ideal para se levar a cabo uma análise rigorosa das condições de circulação em secções correntes de autoestradas, uma vez que uns se situam dentro da área de influência de ramos de ligação (por exemplo o contador A5 1+505D CT3), outros localizam-se dentro de troços de entrecruzamento (casos dos contadores A5 8+050C CT11 e A5 8+050D CT12). Aliás, os únicos contadores cuja localização permite que os dados aí recolhidos possibilitem a avaliação rigorosa do desempenho usando a metodologia do HCM 2000 são os contadores A5 1+980C CT5 e A5 4+000C CT7.1 no sentido Lisboa-Cascais. Na Figura 6.3 é visível a localização dos contadores e a sua posicionamento

relativamente aos ramos de ligação.



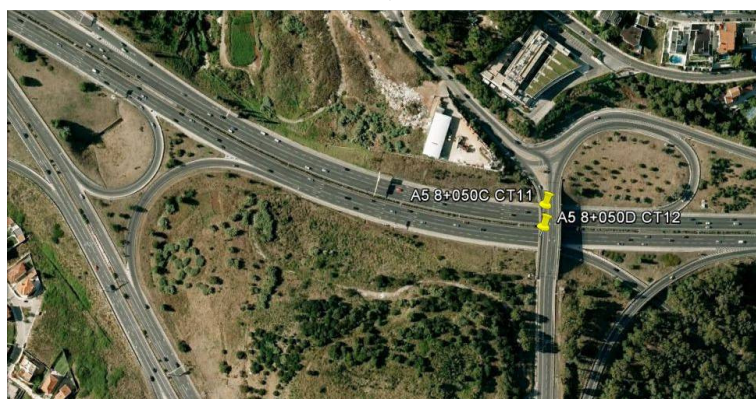
a)



b)



c)



d)

Figura 6.3 - Vista aérea da localização dos contadores: a) vista geral; b) contadores A5 1+505D CT3 e A5 1+980C CT5; c) contadores A5 3+600D CT6 e A5 4+000C CT7.1; d) contadores A5 8+050C CT11 e A5 8+050D CT12 (Adaptado Google Earth)

No entanto, na impossibilidade de ter acesso a outra informação mais relevante e adequada, optou-se por utilizar a disponível, sendo que os resultados devem ser encarados com reserva, uma vez que podem estar ligeiramente enviesados devido às perturbações que são causadas pelas manobras de mudança de via, características das zonas de entrecruzamento e dos ramos de ligação. No Anexo A encontra-se a definição das zonas de influência dos troços de entrecruzamento e dos ramos de ligação estabelecidos pelo HCM 2000.

Nas Figura 6.4 a Figura 6.9 apresentam-se os volumes horários médios, por dia da semana, que foram registados durante o período de observação nos seis contadores disponíveis.

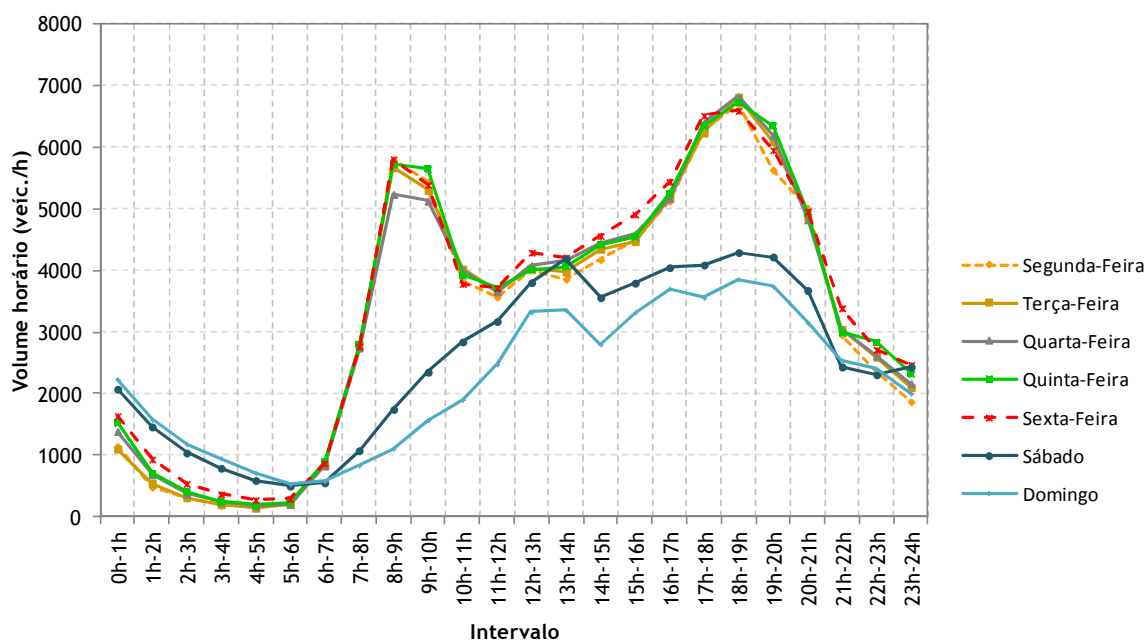


Figura 6.4 - Volumes horários médios observados no contador A5 1+980C CT5 no sentido Lisboa-Cascais

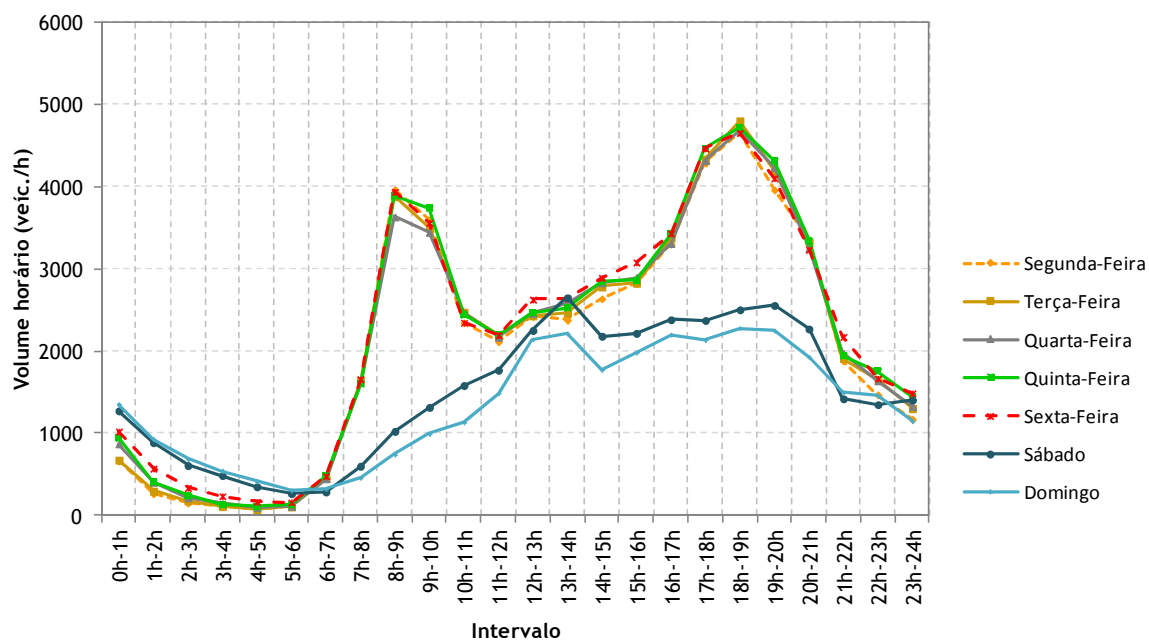


Figura 6.5 - Volumes horários médios observados no contador A5 4+000C CT7.1 no sentido Lisboa-Cascais

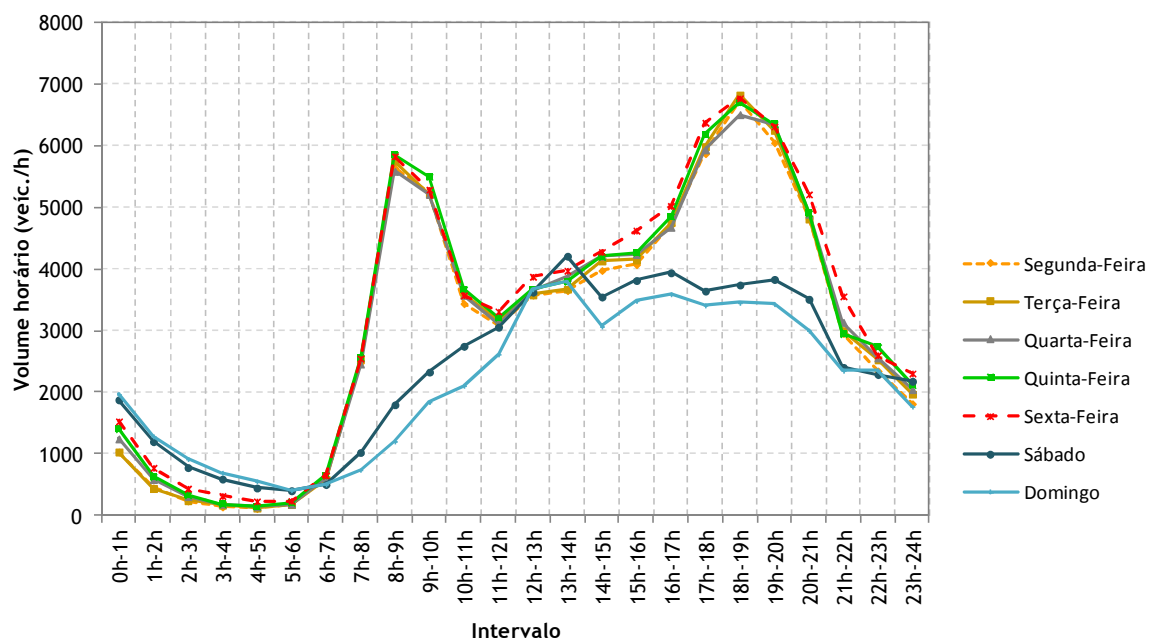


Figura 6.6 - Volumes horários médios observados no contador A5 8+050C CT11 no sentido Lisboa-Cascais

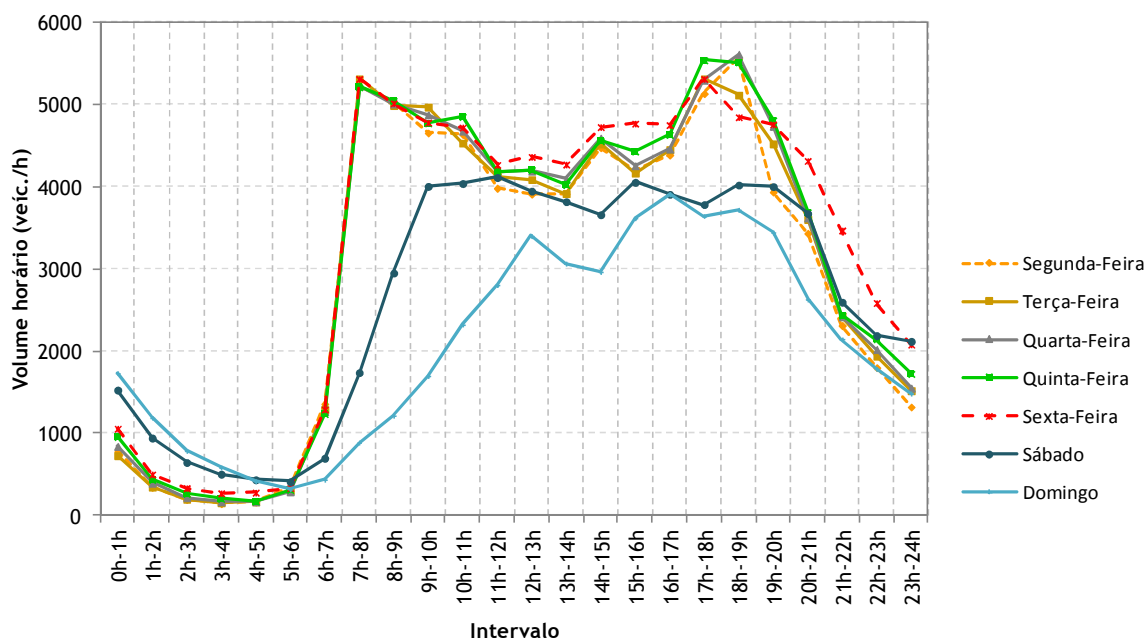


Figura 6.7 - Volumes horários médios observados no contador A5 1+505D CT3 no sentido Cascais-Lisboa

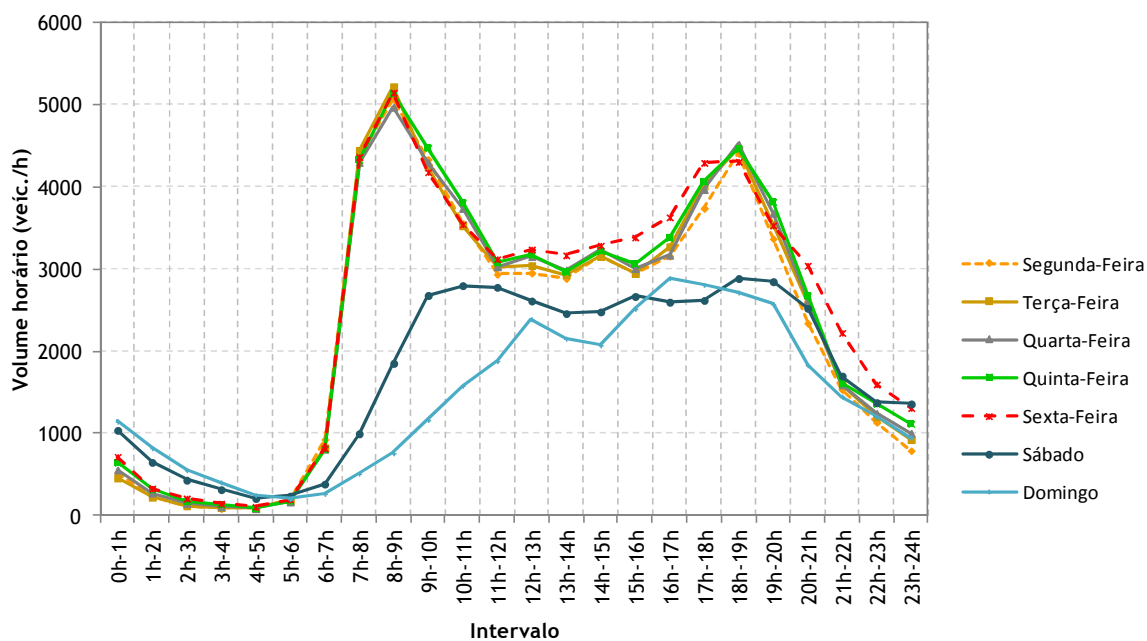


Figura 6.8 - Volumes horários médios observados no contador A5 3+600D CT6 no sentido Cascais-Lisboa

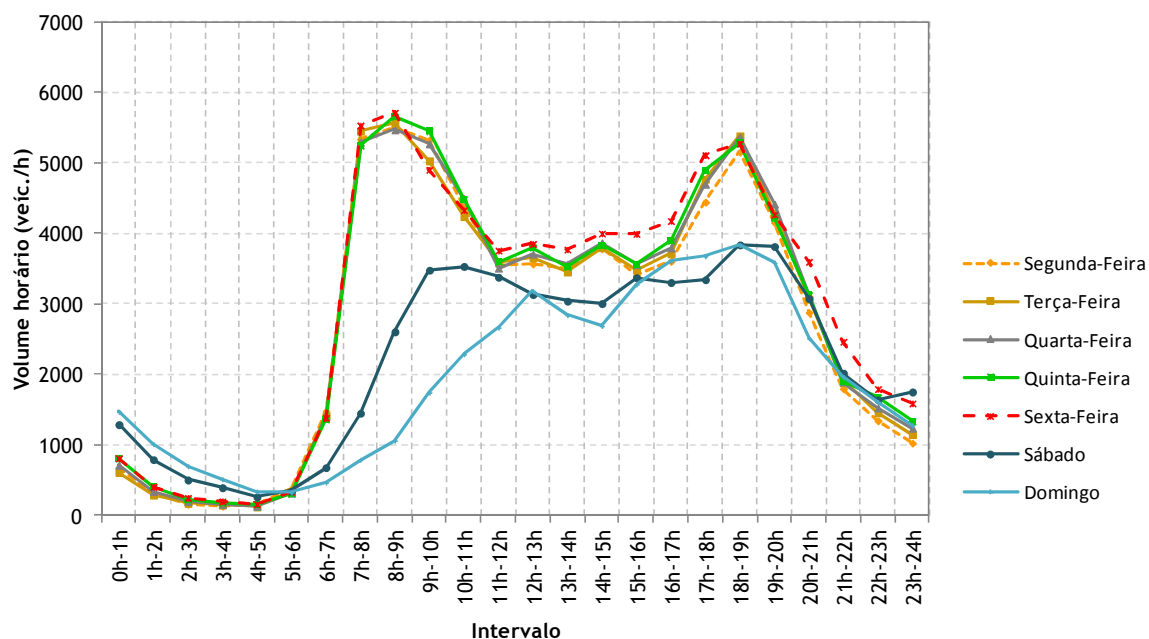


Figura 6.9 - Volumes horários médios observados no contador A5 8+050D CT12 no sentido Cascais-Lisboa

Da análise das figuras acima fica evidente o comportamento distinto dos designados dias típicos da semana, ou seja, os dias entre terça-feira e quinta-feira das semanas, relativamente ao fim de semana e à segunda-feira e sexta-feira onde comportamento do tráfego é diferente. É por esta razão que a literatura da especialidade recomenda que seja para estes dias da semana que se realizem as campanhas de recolha de dados (Garber e Hoel, 2010). Assim sendo, foi com base nos dados de tráfego relativos a estes dias que se realizou este estudo. Analisando ainda as figuras acima, constata-se que a ponta da manhã ocorre entre as 7h e as 10h, e a ponta da tarde entre as 17h e as 20h. É ainda notório, apesar de não ser muito expressivo, o efeito dos movimentos pendulares das viagens de e para Lisboa.

Um outro aspeto relevante a ter em consideração é o da composição do tráfego. A análise dos dados dos contadores permitiu concluir que a percentagem de veículos pesados que circula na autoestrada A5 é relativamente baixa, inferior a 2%, tal como se pode constatar da observação do Quadro 6.4. Os valores aí apresentados dizem respeito à média registada para um dia típico.

Quadro 6.4 - Composição do tráfego num dia típico

CONTADOR		LIGEIOS		PESADOS		TOTAL	
		VEÍC./DIA	%	VEÍC./DIA	%	VEÍC./DIA	%
SENTIDO LISBOA-CASCAIS	A5 1+980C CT5	78 066	98,46%	1 225	1,54%	79 291	100,00%
	A5 4+000C CT7.1	50 730	98,78%	627	1,22%	51 357	100,00%
	A5 8+050C CT11	74 190	98,29%	1 292	1,71%	75 482	100,00%
SENTIDO CASCAIS-LISBOA	A5 1+505D CT3	72 598	98,31%	1 248	1,69%	73 846	100,00%
	A5 3+600D CT6	55 863	98,38%	919	1,62%	56 782	100,00%
	A5 8+050D CT12	66 904	98,47%	1 037	1,53%	67 941	100,00%

Ainda relativamente à informação de tráfego, importa destacar que os dados disponíveis, quer para a avaliação do desempenho segundo o HCM 2000, quer sobretudo os necessários à modelação não foram os desejados para que fosse possível a realização de análises mais rigorosas. De assinalar, por exemplo, a inexistência de informação relativamente à matriz origem-destino, cujo conhecimento seria extremamente útil para a modelação da autoestrada A5. A falta dessa informação deve-se fundamentalmente a duas razões principais. A primeira, a inexistência de dados que tenham o detalhe desejado, a segunda, à impossibilidade material e humana de realizar uma campanha de recolha de dados no local para a sua determinação.

6.3.2. Dados Geométricos

No que respeita aos dados geométricos, também aqui a informação obtida foi algo limitada, uma vez que não se conseguiu ter acesso ao projeto geométrico da autoestrada. Se, relativamente ao traçado em planta esta limitação foi colmatada através do recurso a fotografias aéreas, designadamente, à informação que existe na plataforma Google Maps (<http://maps.google.pt>), o mesmo não se pode dizer dos dados relativos ao perfil longitudinal, não existindo qualquer informação de projeto sobre a inclinação dos traneis ao longo da autoestrada. Para que houvesse uma ordem de grandeza das inclinações desses traneis, designadamente na zona de Monsanto, recorreu-se à Carta Militar e ao modelo numérico do terreno existente no Google Maps®, tendo-se considerado com base nessa informação, dois traneis com inclinação de 5%. De referir que este valor que excede o estabelecido na norma de traçado da ex-JAE (JAE, 1994), no entanto na ausência de informação fiável, optou-se pelo seu

uso, visto que o mesmo irá, em teoria, maximizar nos simuladores o efeito dos traineis nas correntes de tráfego. No que toca à largura das vias de tráfego (que têm provavelmente entre 3,5 a 3,75 m) o seu valor real foi obtido através de medições feitas sobre as fotografias aéreas do Google Maps®, tendo-se acabado por considerar que as vias têm 3,5 m de largura.

6.4 ANÁLISE DO DESEMPENHO SEGUNDO O HCM 2000

Utilizando a informação existente e recolhida em cada um dos contadores, esta foi analisada no sentido de se determinar a relação fundamental velocidade-débito em cada um desses locais, independentemente do tipo de secção em que estes se encontram localizados.

Nas figuras seguintes (Figura 6.10 a Figura 6.15) apresentam-se os pares de valores velocidade-débito observados nesses locais. Os débitos apresentados foram calculados considerando períodos de observação de 15 minutos e já se encontram homogeneizados, tal como é especificado no HCM 2000, e dizem respeito ao valor médio por via de tráfego em cada local. Para a homogeneização dos volumes de tráfego, com base no que é possível aferir da observação da Carta Militar e do modelo do terreno do Google Maps®, considerou-se que o terreno é ondulado, pelo que o valor do fator de equivalência de veículos pesados adotado foi de 2,5. As velocidades correspondentes referem-se à velocidade média no espaço dos veículos que passaram no contador em cada um dos períodos de 15 minutos.

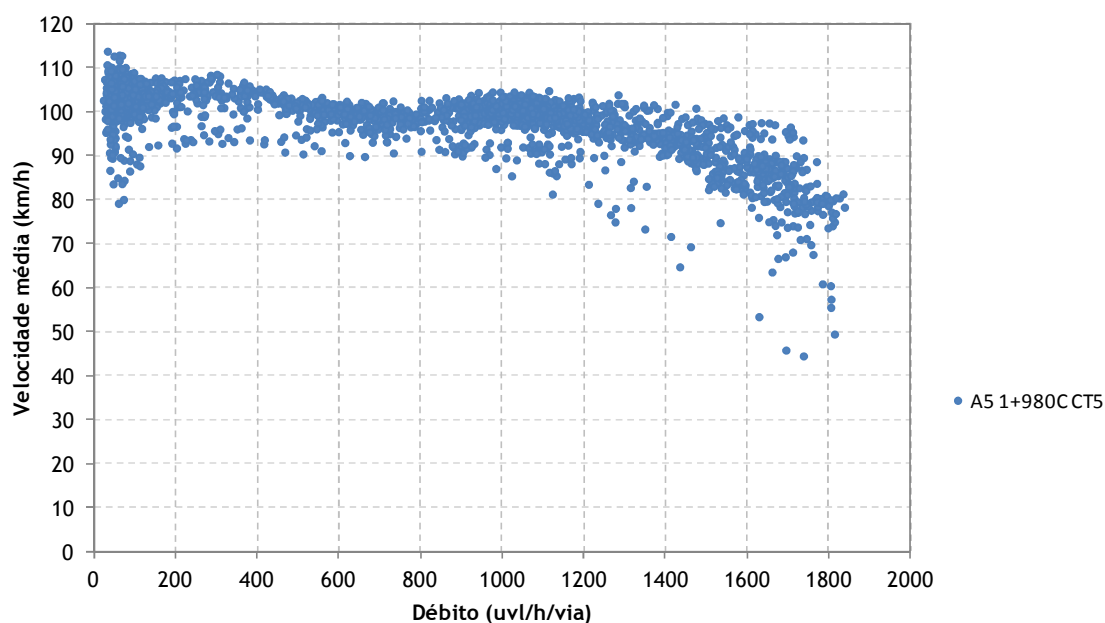


Figura 6.10 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 1+980C CT5 no sentido Lisboa-Cascais nos dias típicos de semana

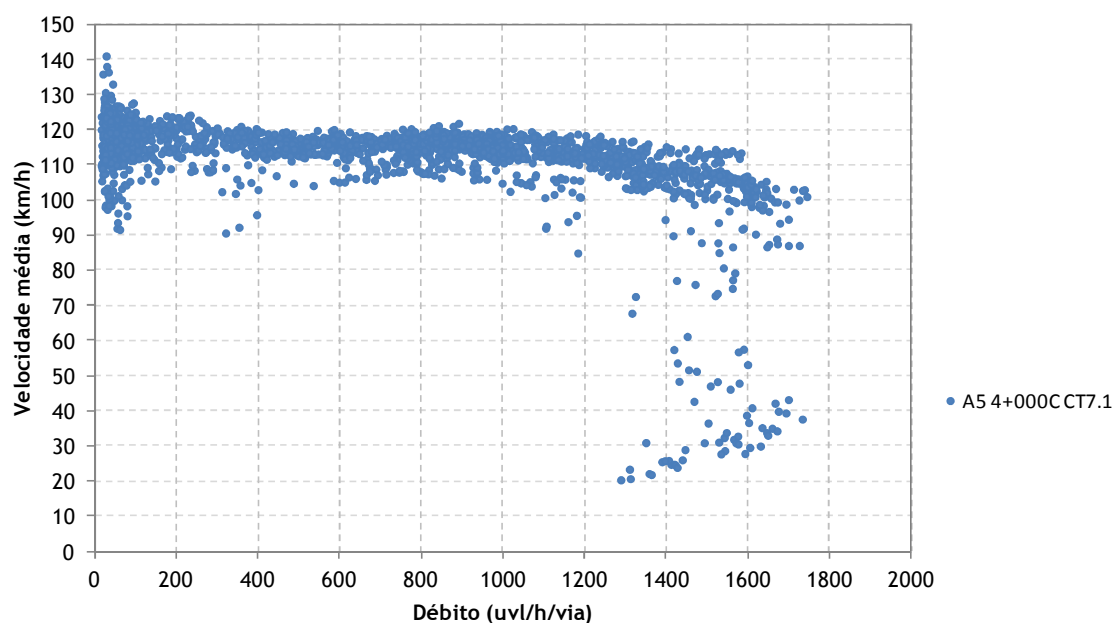


Figura 6.11 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 4+000C CT7.1 no sentido Lisboa-Cascais nos dias típicos de semana

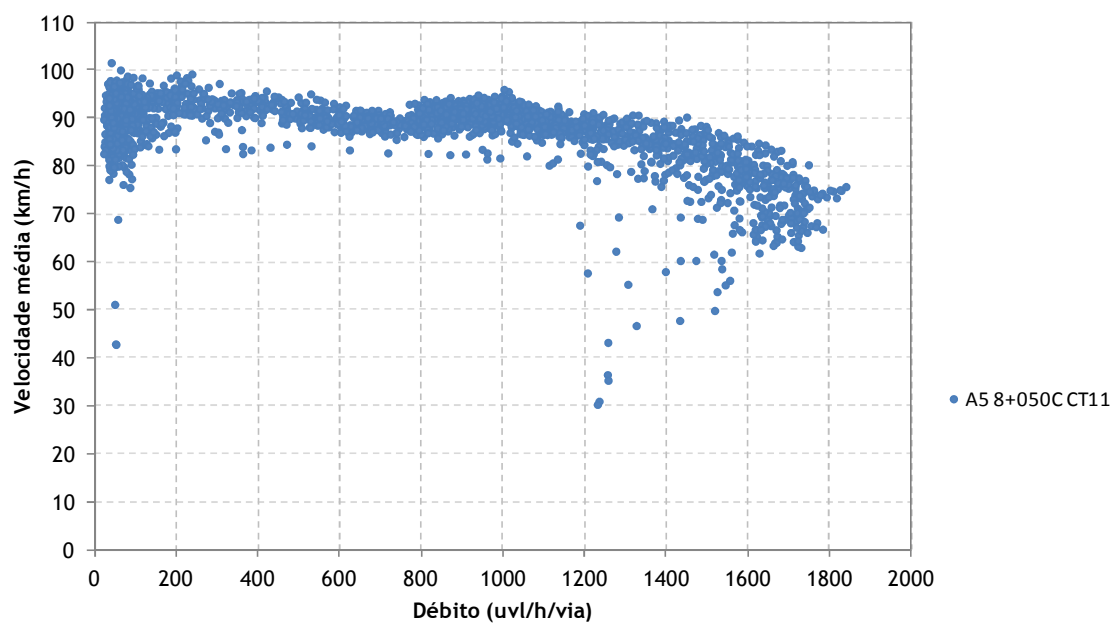


Figura 6.12 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 8+050C CT11 no sentido Lisboa-Cascais nos dias típicos de semana

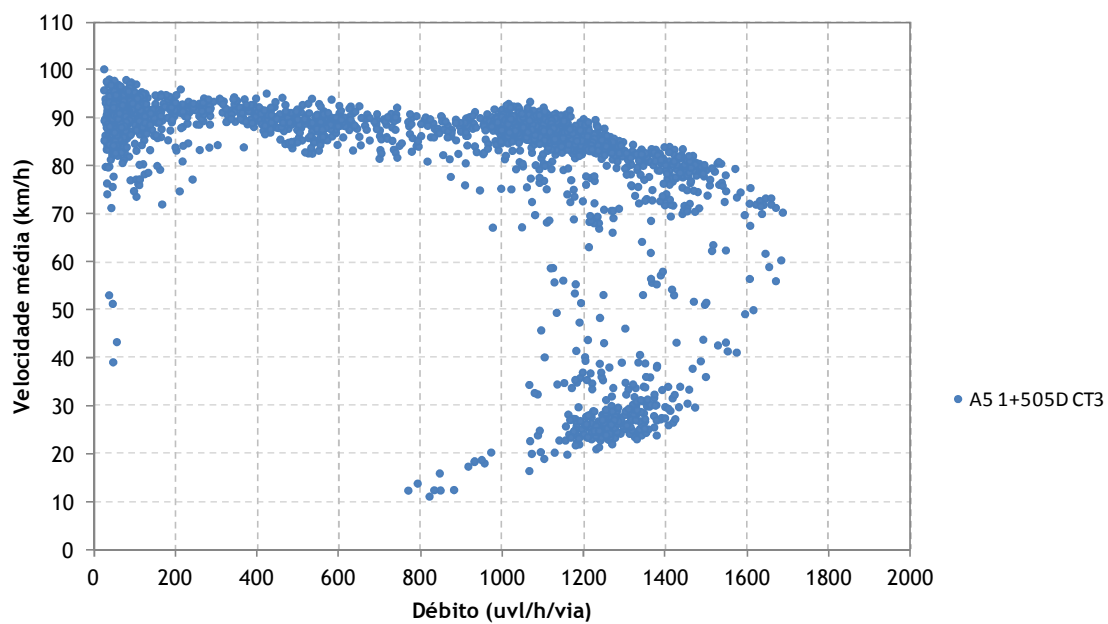


Figura 6.13 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 1+505D CT3 no sentido Cascais-Lisboa nos dias típicos de semana

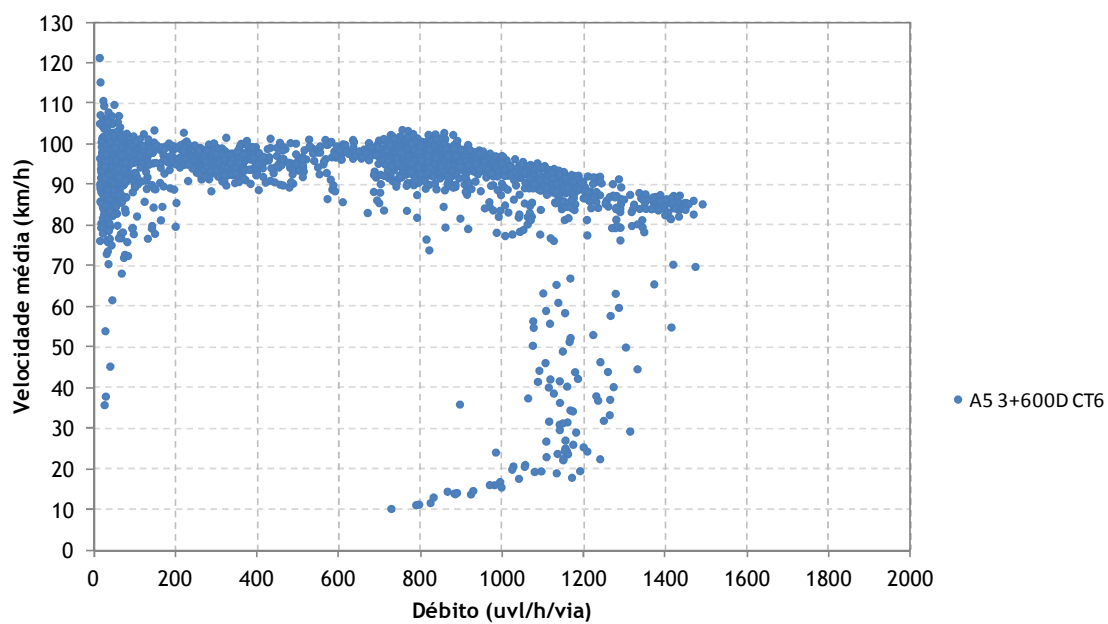


Figura 6.14 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 3+600D CT6 no sentido Cascais-Lisboa nos dias típicos de semana

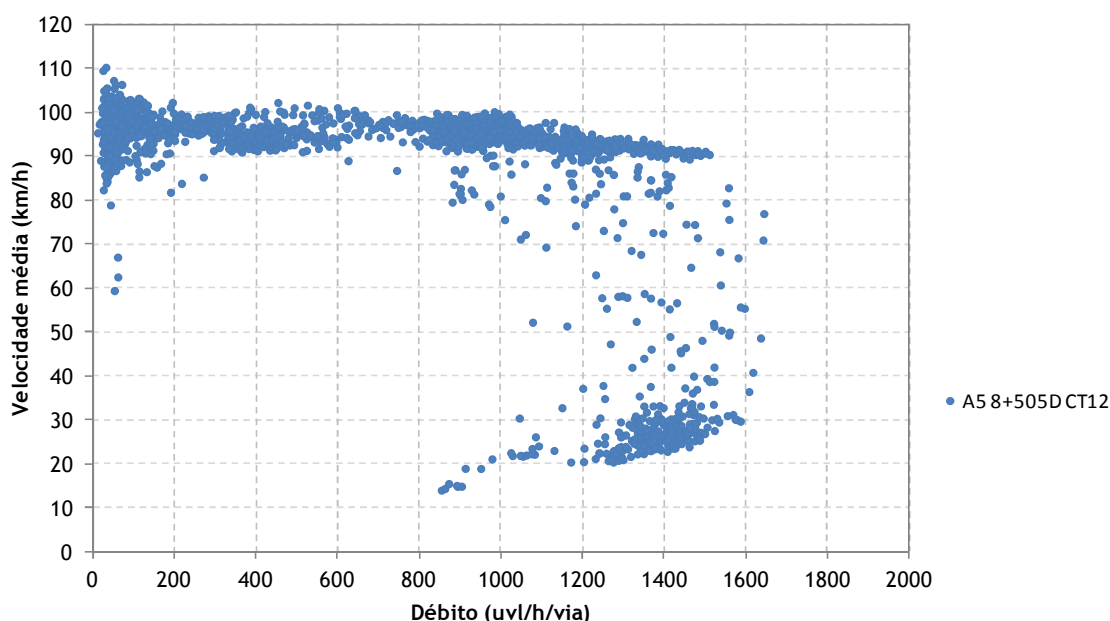


Figura 6.15 - Relação velocidade-débito observada no contador A5 8+505D CT12 no sentido Cascais-Lisboa nos dias típicos de semana

Comentando os valores observados é possível constatar que o valor da capacidade é de cerca de 1800 uvl/h/via, no sentido Lisboa-Cascais e varia entre os 1500 e os 1700 uvl/h/via no sentido Cascais-Lisboa. Estes valores são bastante inferiores aos que teoricamente seriam de esperar a partir dos valores que se encontram referidos no HCM 2000 que se situam entre os 2250 e os 2350 uvl/h/via para velocidades em regime livre entre os 90 km/h e os 110 km/h, respetivamente. Também é possível observar que em vários contadores, a corrente de tráfego apresenta um comportamento característico de condições saturadas, o que muito provavelmente se deve a constrangimentos circulação verificados a jusante das secções em análise, no caso em concreto a situações de congestionamento no final dos ramos de saída da autoestrada.

Aplicando a metodologia do HCM 2000 para a avaliação dos níveis de serviço em secções correntes de autoestradas a cada uma das secções onde se encontram localizados os contadores considerados (nesta análise foram excluídos os contadores A5 8+505D CT11 e A5 8+505C CT12, por se encontrarem em zonas de entrecruzamento), é possível comparar os valores obtidos para a relação velocidade-débito observada com a teórica obtida da aplicação da metodologia e verificar qual o nível de serviço verificado. De notar que a velocidade em regime livre (FFS) foi determinada considerando a média das velocidades para débitos inferiores a 1000 uvl/h/via, uma vez que se considerou que este valor representaria condições de tráfego baixo a moderado³ para

³ O HCM 2000 considera o valor de 1300 uvl/h/via para limite deste tipo de condições de circulação.

o caso em estudo.

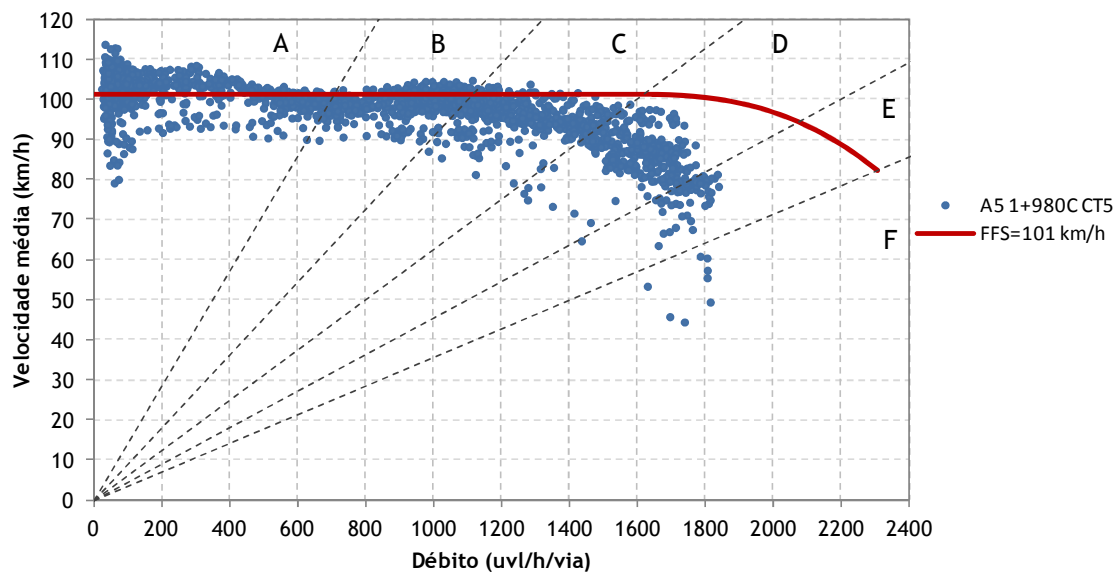


Figura 6.16 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 1+980C CT5 no sentido Lisboa-Cascais

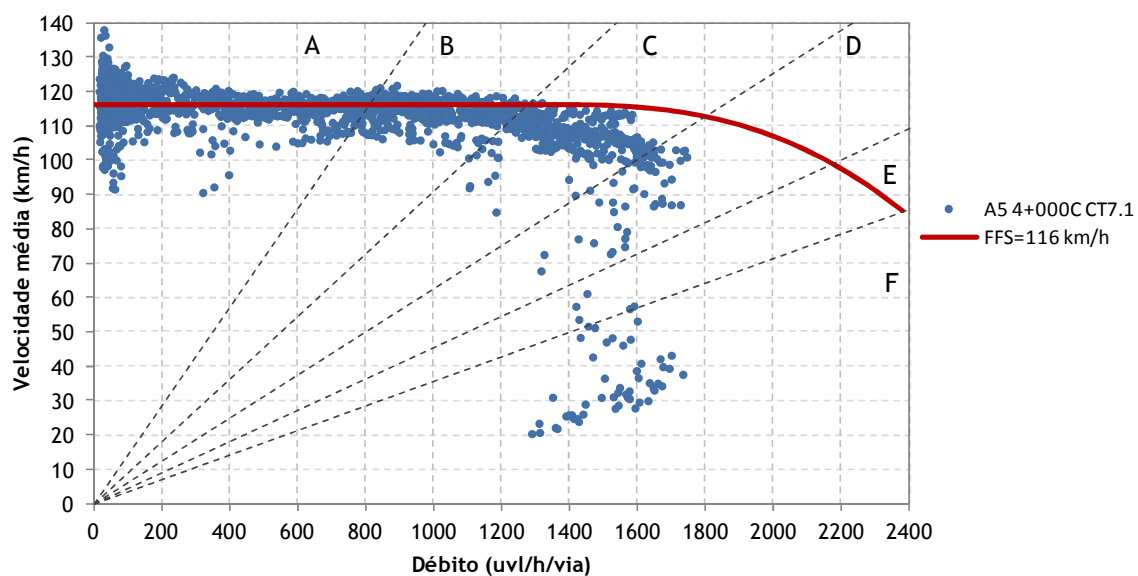


Figura 6.17 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 4+000C CT7.1 no sentido Lisboa-Cascais

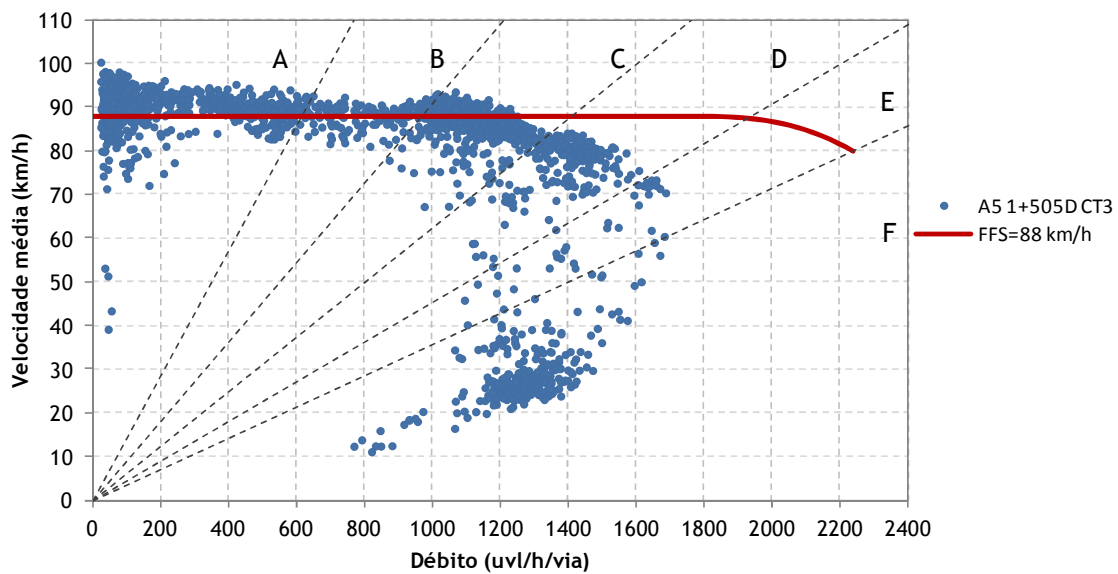


Figura 6.18 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 1+505D CT3 no sentido Cascais-Lisboa

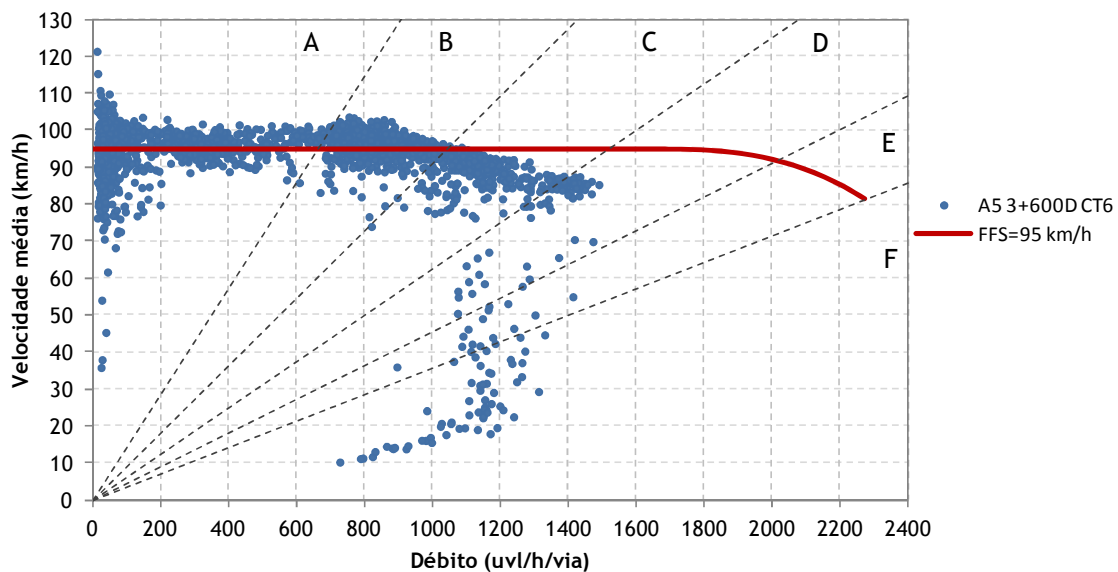


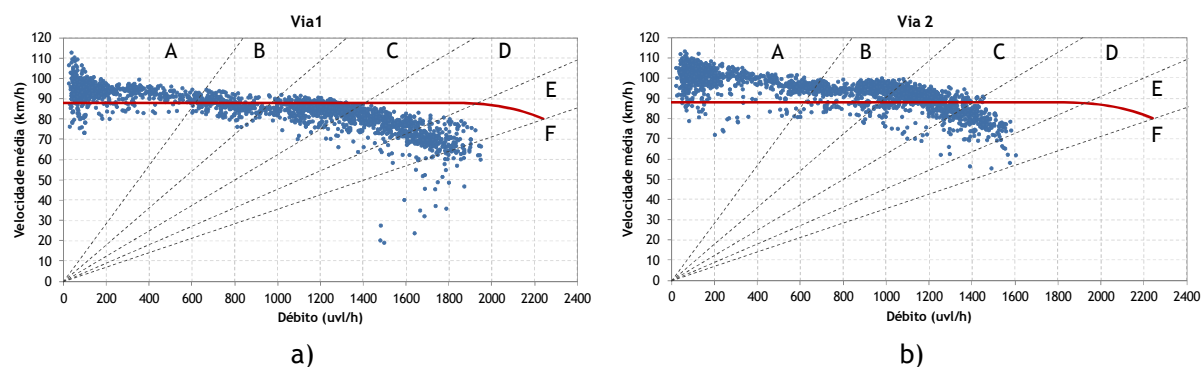
Figura 6.19 - Análise do desempenho, segundo o HCM 2000, do troço que contém o contador A5 3+600D CT6 no sentido Cascais-Lisboa

Como ponto prévio à análise destes resultados, convém recordar que os contadores A5 1+505D CT3 e A5 3+600D CT6 encontram-se em locais que impedem o cumprimento dos requisitos estabelecidos no HCM 2000 para que esses troços possam ser analisados de acordo com a metodologia para secções correntes de autoestradas. Porém, optou-se por realizá-la, uma vez que não havia mais dados disponíveis, sendo que os seus resultados devem ser encarados com

muita reserva, pelas razões apontadas.

Comparando os valores observados nos contadores, com as curvas velocidade-débito definidas pelo HCM 2000 para as velocidades em regime livre medidas em cada um desses locais, é possível constatar que em nenhum dos locais essas curvas correspondem completamente às observações efetuadas, designadamente em termos dos valores da capacidade que é atingida. No entanto, para condições de circulação correspondentes a débitos baixos a moderados (até cerca de 1000 uvl/h/via) é possível dizer que, tal como a relação fundamental do HCM 2000, se verifica um comportamento em patamar, isto é, as velocidades médias são aproximadamente constantes. Pode, com base nestes resultados, concluir-se que para débitos até cerca de 1000 uvl/h/via as relações débito-velocidade propostas no HCM 2000 representativas destas condições de circulação.

Para débitos acima desse valor, o comportamento altera-se e a capacidade é atingida para débitos mais baixos. Apesar de se tratar de uma amostra muito pequena é possível dizer que as capacidades observadas são inferiores em cerca de 20% às indicadas no HCM 2000. Não obstante, também esta constatação tem de ser tomada com cuidado, uma vez que é conhecido que na autoestrada A5 existem congestionamentos frequentes (a análise dos resultados, também isso o indica) que influenciam necessariamente os valores da capacidade. No intuito de se analisar de uma forma mais minuciosa este efeito, apresentam-se na Figura 6.20 e Figura 6.21 os valores velocidade-débito para em cada via de tráfego nos contadores A5 1+980C CT5 e A5 1+505D CT3, respetivamente.



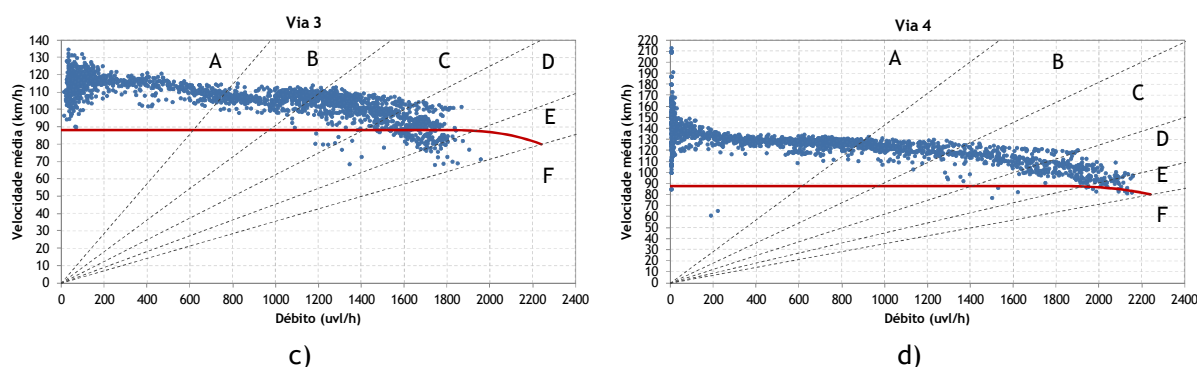


Figura 6.20 - Relações velocidade-débito por via no contador A5 1+980C CT5, sentido Lisboa-Cascais: a) via 1; b) via 2; c) via 3; d) via 4

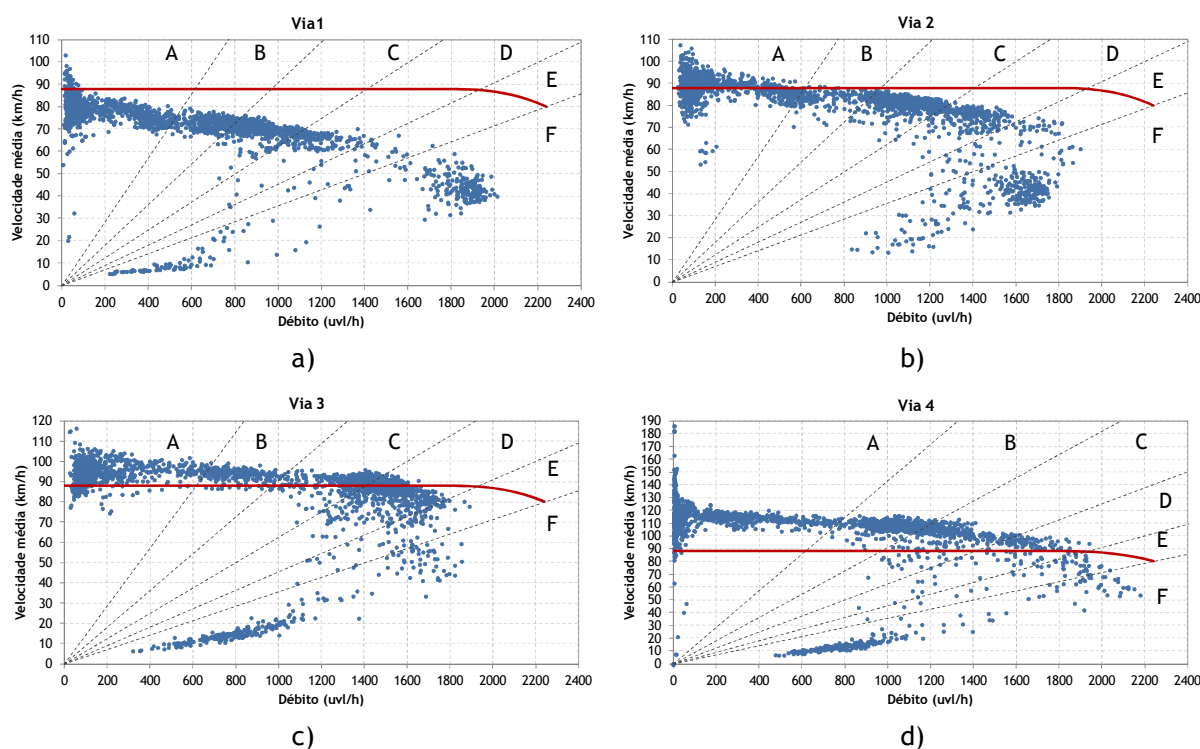


Figura 6.21 - Relações velocidade-débito por via no contador A5 1+505D CT3, sentido Cascais-Lisboa: a) via 1; b) via 2; c) via 3; d) via 4

A análise das relações velocidade-débito por via nos contadores A5 1+980C CT5 e A5 1+505D CT3 (Figura 6.20 e Figura 6.21, respetivamente) permite concluir que o valor da capacidade especificada no HCM 2000 apenas é atingido nas vias 4 em cada um desses locais. Também é visível o aumento das velocidades à medida que se passa das vias mais à direita para as mais à esquerda. Ao nível das velocidade médias, verifica-se que as maiores amplitudes se observam para as vias mais à direita (vias 1 e 2), pois são estas as mais perturbadas por manobras

de convergência e divergência características da proximidade de ramos de entrada e saída.

6.5 MODELAÇÃO DA AUTOESTRADA A5 USANDO OS MICROSSIMULADORES

6.5.1. Introdução

Um dos objetivos deste trabalho é aferir da capacidade dos microsimuladores em representar o comportamento do tráfego numa autoestrada portuguesa, de modo a que numa fase posterior os modelos construídos possam ser utilizados no desenvolvimento de uma metodologia baseada na proposta no HCM 2000, mas adequada às condições de circulação nacionais. Para a consecução desse propósito, é fundamental que numa primeira fase se proceda à construção de um modelo de microsimulação que deverá ser capaz de reproduzir as relações velocidade-débito observadas.

Para a construção desses modelos foram utilizados os simuladores microscópicos de tráfego AIMSUN e VISSIM, apresentando-se de seguida o modo como foram realizadas as etapas de construção, calibração e validação desses modelos, assim como os resultados por eles obtidos.

6.5.2. Construção dos Modelos de Microsimulação

O primeiro passo no desenvolvimento de um modelo de microsimulação consiste na construção ou codificação do modelo usando os interfaces e regras característicos de cada simulador. É nesta fase que se representam no simulador os vários troços de estrada que se pretende incluir no modelo, se definem as suas características (por exemplo, número de vias, sua largura, velocidade máxima, capacidade, entre outros)⁴, se introduz os volumes de tráfego (em termos de matriz origem-destino ou de padrão de procura), a composição de tráfego, os locais onde existem alterações da velocidade máxima legal, entre outros aspetos de codificação.

No caso concreto da autoestrada A5 para a construção dos modelos recorreu-se às fotografias aéreas disponibilizadas pela plataforma Google Maps, o que possibilitou a codificação de todos os troços de estrada em planta (Figura 6.22).

⁴ Estas características dependem do simulador utilizado.

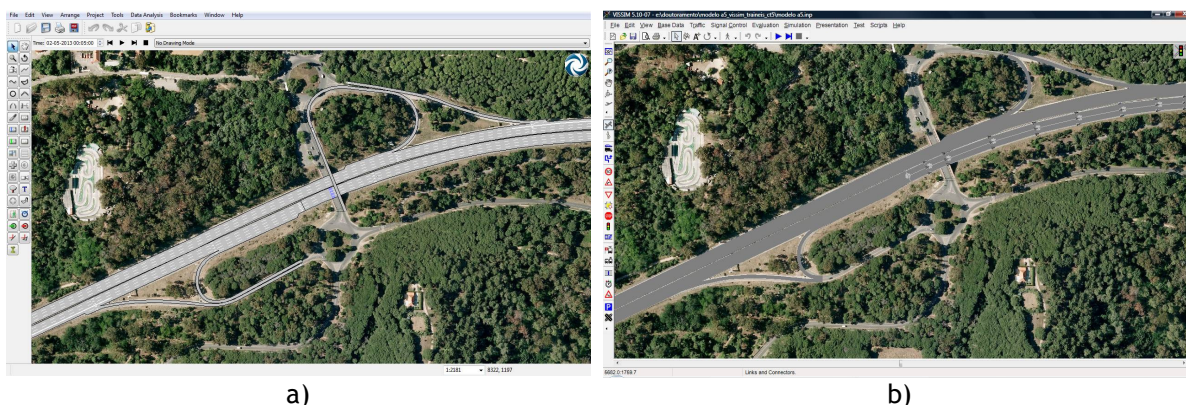


Figura 6.22 - Codificação dos arcos sobre fotografias aéreas: a) AIMSUN, b) VISSIM

Em relação ao traçado em perfil longitudinal, devido à falta de elementos, optou-se por codificar dois traineis com cerca de 5% na zona de Monsanto. A restante estrada, por simplificação, foi considerada de nível.

Em termos de velocidade máxima nos arcos, considerou-se a velocidade de 120 km/h para os troços em secção corrente e a velocidade de 60 km/h nos ramos de ligação. Na Figura 6.23 e Figura 6.24 mostra-se uma vista geral do troço da A5 modelado e já codificado em cada um dos simuladores.

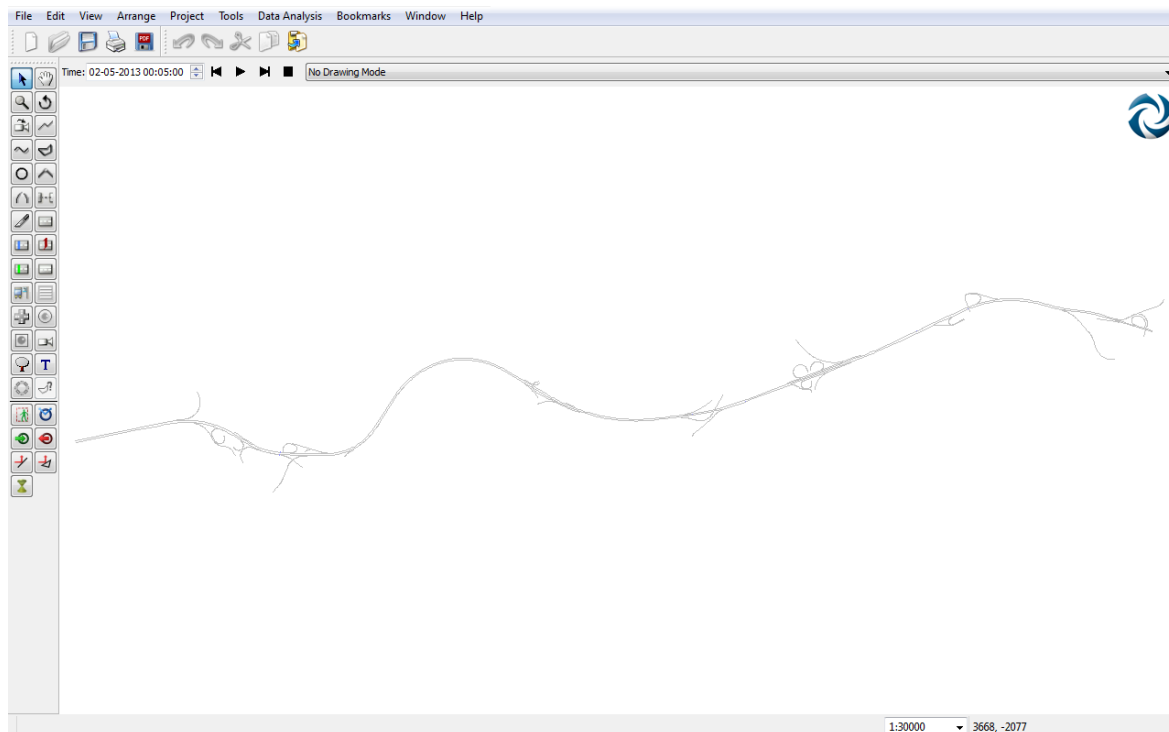


Figura 6.23 - Vista geral do modelo da A5 usando o AIMSUN

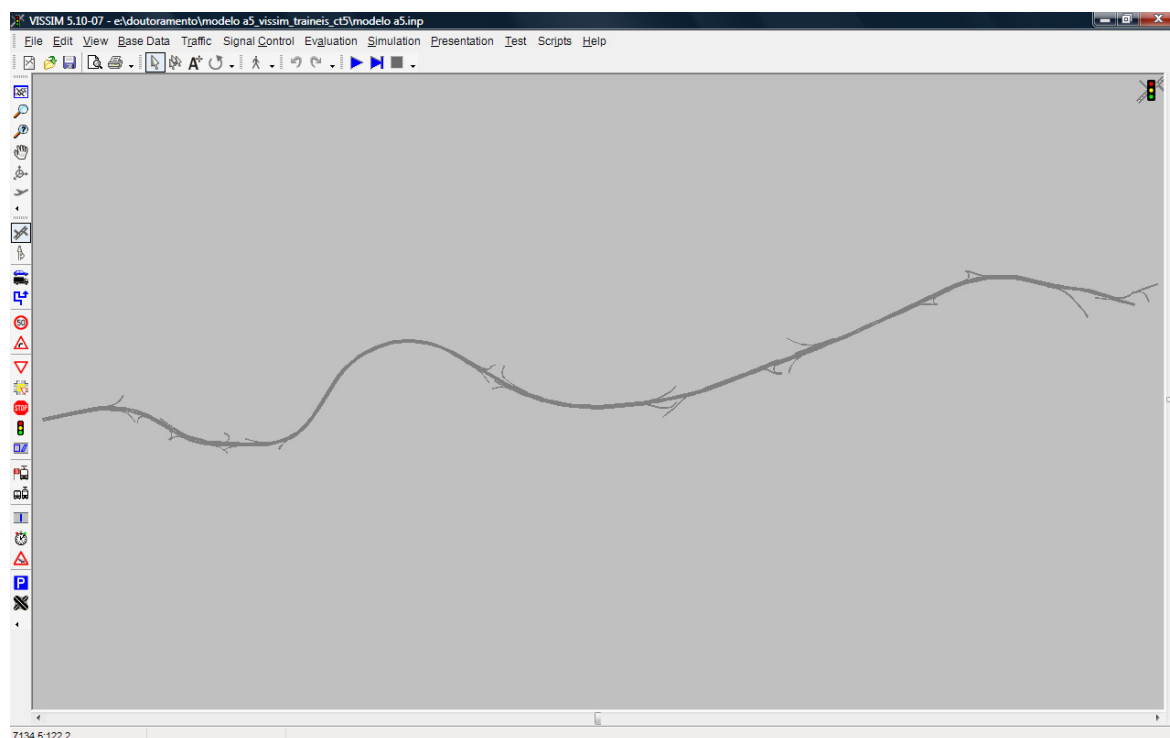


Figura 6.24 - Vista geral do modelo da A5 usando o VISSIM

Relativamente à procura, esta foi modelada através do que é designado no simulador AIMSUN por estados de tráfego (*traffic state*) e que no simulador VISSIM corresponde às rotas (*routes*) que podem ser definidas. Assim, para cada uma das entradas foi definido o respetivo volume de entrada (número de veículos por hora que entra na rede nessa secção) e as proporções dos movimentos em cada divergência.

O período de análise foi igual a 24h, tendo-se para o efeito definido 24 períodos de uma hora cada. Visto existir apenas informação relativa aos contadores, foi construído um cenário com base nesses dados para que ficasse estabelecido um padrão de tráfego a considerar nas análises. De notar que o cenário construído não foi obtido usando o módulo de afetação de tráfego, pois não havia dados suficientes, tendo-se para o efeito admitido volumes e repartições com base nas contagens provenientes dos contadores e em algum bom senso. Essa informação de base encontra-se no Anexo D a este trabalho.

No que toca à composição do tráfego, a análise dos dados recolhidos nos contadores mostrou que a percentagem de pesados era relativamente reduzida, cerca de 2%, pelo que se optou por simplificar a análise com os simuladores e se considerou que as correntes de tráfego são compostas apenas por veículos ligeiros. Outra razão para esta opção foi o facto de se pretender comparar as relações velocidade-débito observadas (e que se encontram

homogeneizadas) com as simuladas, e desta forma a comparação se tornar direta.

Finalmente, e uma vez que, quer o AIMSUN, quer o VISSIM são simuladores estocásticos, é necessário definir um número de repetições que é necessário realizar em cada simulação. Foram consideradas nas análises levadas a cabo nos modelos da A5 um total de 10 repetições.

6.5.3. Calibração e Validação dos Modelos de Microssimulação

Com os modelos codificados o passo seguinte consiste na sua calibração, ou seja, no ajuste dos vários parâmetros de calibração de modo a que estes reproduzam com maior fiabilidade possível o comportamento dos condutores e as condições de tráfego locais. Para que o modelo possa ser utilizado para fazer previsões do desempenho do tráfego em diferentes cenários é indispensável uma correta calibração e posterior validação do modelo construído.

Assim, a calibração é uma fase crítica, sendo indispensável a calibração dos parâmetros que mais influenciam o desempenho do modelo e os seus resultados, ao invés de se utilizarem os valores definidos por defeito no simulador. Habitualmente, a calibração é um processo iterativo no qual se vão ajustando os parâmetros dos vários modelos de comportamento até que os resultados obtidos representem de forma satisfatória as condições reais. No entanto, este processo é cada vez mais complexo, visto os simuladores apresentarem um número cada vez maior de parâmetros o que aumenta significativamente o número de combinações de parâmetros que é possível ter.

No caso dos modelos de simulação da autoestrada A5 foi efetuada uma calibração manual dos parâmetros pelo método da tentativa erro, o que exigiu um esforço significativo e na qual a análise de sensibilidade levada a cabo foi um auxiliar fundamental.

Durante a calibração, uma das funções objetivo foi a minimização da diferença entre os volumes horários simulados e observados nos vários contadores ao longo das 24h do período de análise. A outra função objetivo consistiu na tentativa de reprodução da relação fundamental observada em cada um dos contadores. De notar que a falta de dados não possibilitou que se pode-se refinar esta calibração com a inclusão de tempos de viagem ou do comprimento de filas de espera. Pela mesma razão não foi possível a reprodução das situações de congestionamento devidas à falta de capacidade dos elementos e estrangulamento (*bootlenecks*) que se sabe serem recorrentes nesta autoestrada, pois não foi possível aferir quais as causas desses congestionamentos.

Na modelação admitiu-se que velocidade desejada correspondia à distribuição de velocidades para regimes de escoamento característicos de condições em regime livre, ou seja, em que os veículos não são condicionados na sua velocidade de circulação por outros que circulam na sua proximidade, observadas no contador A5 1+980C CT5. A Figura 6.25 mostra a função distribuição de probabilidade acumulada obtida a partir dos dados desse contador e que serviu de base à definição da velocidade desejada nos simuladores.

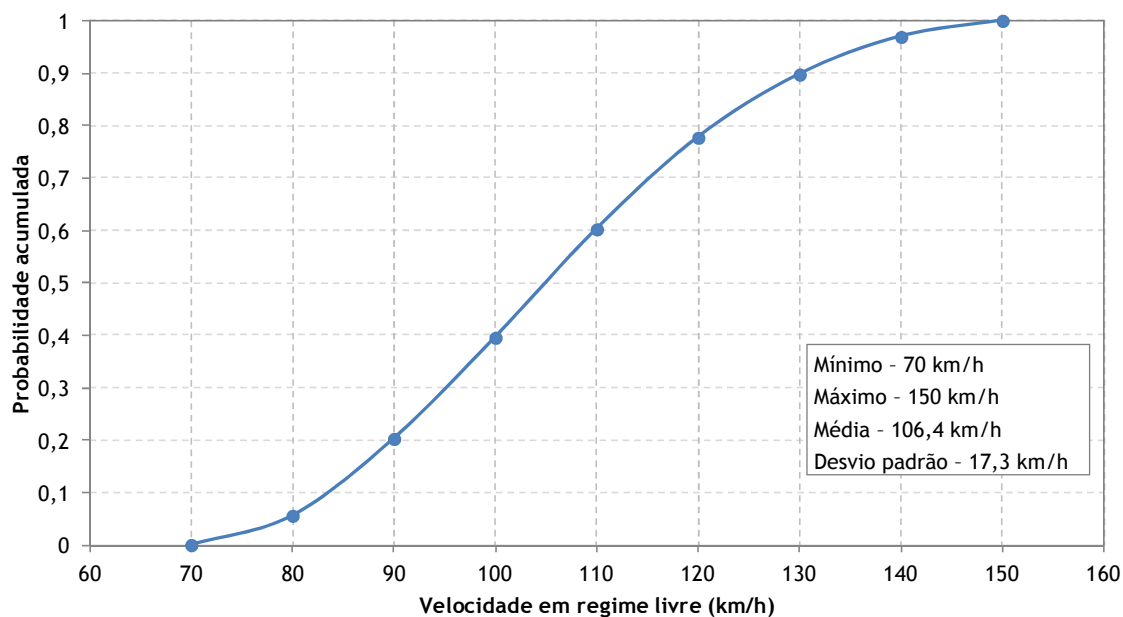


Figura 6.25 - Função distribuição de probabilidade acumulada para a velocidade em regime livre obtida com base no contador A5 1+980C CT5

A calibração dos modelos foi levada a cabo para a faixa de rodagem da A5 no sentido Lisboa-Cascais, servindo a faixa de rodagem no sentido oposto para a tarefa de validação do modelo. A validação do modelo foi realizada comparando, por um lado, os volumes de tráfego e por outro lado as relações velocidade-débito observadas e simuladas.

A avaliação da qualidade do ajuste conseguido durante a calibração dos modelos foi efetuada usando o coeficiente de correlação amostral dos valores simulados com os observados, o valor de GEH, a raiz do erro quadrático médio normalizado (RMNSE ou RMSP) e para o caso das relações velocidade-débito a representação gráfica das relações observada e simulada.

Esses resultados serão apresentados na secção 6.5.4 para cada um dos simuladores.

6.5.3.1. Calibração do simulador AIMSUN

Com o intuito de calibrar o simulador AIMSUN, foram alterados um conjunto significativo de parâmetros. Esses parâmetros podem ser divididos nos seguintes tipos:

- Globais;
- Locais;
- Relativos aos veículos.

No que toca aos parâmetros globais, os valores de defeito de parâmetros ajustados foram os relativos ao tempo de reação, ao modelo de seguimento (*car following*), ao modelo de mudança de via (*lane changing*) e ao modelo de *look-ahead*. O modelo de mudança de via utilizado foi o designado no simulador por *deceleration estimation (sensivity fator)* tendo-se ainda usado o modelo de seguimento de 2 vias. No Quadro 6.5 encontram-se indicados os valores dos diversos parâmetros alterados durante a calibração do modelo. De notar que nesta tarefa os resultados de alguns trabalhos (Rajasakran, 2008; Vilarinho, 2008) foram importantes na consecução da calibração.

Quadro 6.5 - Valores adotados na calibração dos parâmetros globais

PARÂMETRO DO SIMULADOR	VALOR POR DEFEITO	VALOR CALIBRADO
Tempo de reação (seg.)	0,75	0,70
MODELO DE SEGUIMENTO		
Diferença de velocidade máxima	50	40
Diferença de velocidade máxima no ramo de entrada (km/h)	70	40
MODELO DE MUDANÇA DE VIA		
Percentagem de ultrapassagens	90	99
Percentagem de recuperações	95	100
MODELO DE LOOK AHEAD		
Número máximo de viragens	2	4

Importa referir que, apesar de na análise de sensibilidade alguns destes parâmetros não terem apresentado grande influência no comportamento macroscópico das correntes de tráfego, a avaliação feita durante o processo de calibração levou a que os seus valores fossem alterados. Esta questão foi mais relevante no comportamento de mudança de via, pois verificava-se que

muitos veículos não eram capazes de efetuar essas manobras, mesmo quando pretendiam sair no ramo de saída seguinte (mudanças de via obrigatórias), o que originava alterações importantes nos volumes de tráfego em alguns locais.

Relativamente aos parâmetros locais (cujo valor depende das condições de tráfego existentes em cada momento da simulação numa dada secção), as principais alterações introduzidas na fase de calibração estiveram ligadas à definição das zonas em que os veículos começam a preparar as mudanças de via obrigatórias. Assim, os valores por defeito foram alterados no sentido de aumentar a distância a partir da qual os veículos começam a preparar a saída da autoestrada, pois constatou-se que inicialmente muito veículos não conseguiam realizar essas manobras, acabando por seguir uma rota que não era a pretendida e tornando-se veículos perdidos⁵.

No AIMSUN são consideradas, dentro de cada secção, três zonas distintas (Figura 6.26) a que correspondem cada uma delas a motivações distintas para a realização das manobras de mudança de via (TSS, 2010). Deste modo, a zona 1 corresponde à zona mais distante do ponto de viragem sendo as decisões de mudanças de via tomadas em função das condições de circulação nas várias vias de tráfego. Na zona 2, a intermédia, é a via que permite a viragem que afeta a decisão de mudança de via, isto é, os veículos que circulam nas vias que não possibilitam o movimento de viragem que será necessário realizar começam a aproximar-se da via que o permite. Finalmente, na zona 3, a mais próxima do ponto de viragem, os veículos são forçados a mudar para a via que possibilita o movimento de viragem, reduzindo a sua velocidade e parando se tal for necessário (TSS, 2010). Estas zonas são definidas no simulador através dos parâmetros, distância para a zona 1 (*distance to zone 1*) e distância para a zona 2 (*distance to zone 2*), cujos valores são introduzidos em tempo (segundos) e depois convertidos em distância (metros) considerando o limite de velocidade da secção e a velocidade máxima desejada de um dado veículo *i*, nessa secção (TSS, 2010).

⁵ No AIMSUN os veículos perdidos (*lost vehicles*) correspondem a veículos que tencionam efetuar um percurso, mas por motivos vários não o conseguem e por conseguinte acabam por seguir um percurso alternativo. A quantidade de veículos perdidos dá por si uma indicação da qualidade da simulação realizada.

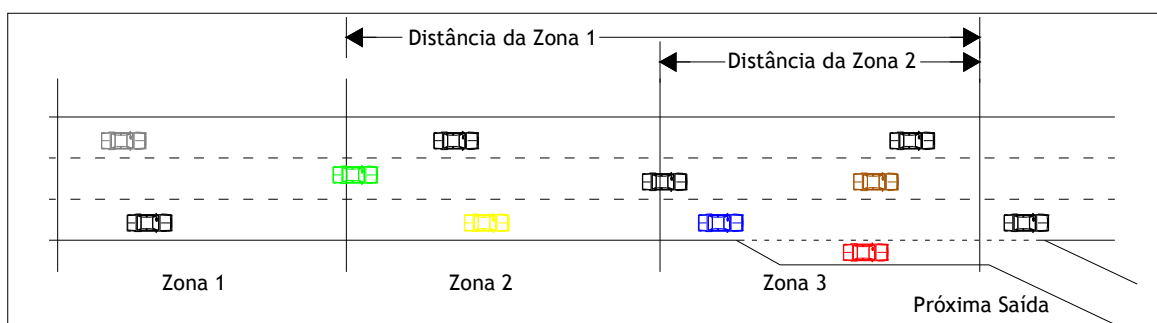


Figura 6.26 - Zonas nas mudanças de via do simulador AIMSUN (adaptado de TSS, 2010)

Os valores definidos, para os parâmetros referidos, no final da calibração são os que constam do Quadro 6.6, onde se indica também o valor da distância de visibilidade (*visibility distance*), que corresponde à distância para o fim da secção, a partir da qual o modelo de aceitação do intervalo crítico começa a ser aplicado (TSS, 2010).

Quadro 6.6 - Valores calibrados dos parâmetros locais

PARÂMETRO DO SIMULADOR	VALOR POR DEFEITO	VALOR CALIBRADO
Distância para a zona 1 (seg.)	20	30
Distância para a zona 2 (seg.)	3	15
Distância de visibilidade (m)	25	100

Finalmente, o último tipo de parâmetros calibrados foi o relativo aos veículos, os quais são responsáveis, principalmente, pelo modelo de seguimento. O Quadro 6.7 resume os parâmetros calibrados e os respetivos valores, sendo que só foram considerados veículos ligeiros de passageiros nas simulações.

Quadro 6.7 - Valores de calibração dos parâmetros relativos aos veículos

PARÂMETRO DO SIMULADOR	VALOR POR DEFEITO	VALOR CALIBRADO
ACEITAÇÃO DA VELOCIDADE:		
Valor médio	1,1	1,0
Valor máximo	1,3	1,1
DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE VEÍCULOS (m):		
Valor médio	1,0	0,9
Valor máximo	1,5	1,3
Casos de mudanças de via imprudentes (%)	0	75

Um destaque especial tem de ser dado ao parâmetro velocidade máxima desejada, pela sua influência no comportamento dos veículos e consequentemente das correntes de tráfego. Como já foi referido o ponto de partida para os valores deste parâmetro consistiu na análise das velocidades dos veículos que foram registadas no contador A5 1+980C CT5. Porém, constatou-se que os resultados obtidos usando esses valores não eram suficientemente satisfatórios, tendo-se realizado então alterações neste parâmetro. Os valores considerados no modelo da A5 construído com o AIMSUN foram os indicados no Quadro 6.8.

Quadro 6.8 - Valores considerados no final da calibração para a velocidade máxima desejada

PARÂMETRO	VALORES CONSIDERADOS			
	MÍNIMO	MÉDIO	MÁXIMO	DESVIO PADRÃO
Velocidade máxima desejada	70 km/h	110 km/h	150 km/h	18 km/h

6.5.3.2. Calibração do simulador VISSIM

O processo de calibração do simulador VISSIM, foi realizado de forma análoga ao do simulador AIMSUN, ou seja através de um processo de tentativa erro no qual se foi refinando a solução encontrada. Como se trata de um simulador em que os modelos de comportamento são completamente distintos dos do AIMSUN, também os parâmetros de calibração que são necessários alterar o são. Aliás, tal já tinha ficado claro ao longo do Capítulo 5 deste trabalho.

No caso particular do simulador VISSIM, o processo de calibração ficou bastante facilitado, uma vez que a análise levada a cabo com os parâmetros por defeito demonstrou que os mesmos eram já um interessante ponto de partida. No entanto, ficaram evidentes problemas de modelação, principalmente em termos movimentos de mudança de via. Assim, constatou-se que vários veículos não efetuavam mudanças de via obrigatórias com a necessária antecipação, o que originava a sua paragem na via de origem à espera de um intervalo entre veículos adequado na via de destino para a realização dessa manobra. Este problema foi resolvido sobretudo através da definição nos arcos (*links*) e conectores (*connectors*) das distâncias a partir das quais os veículos começam a tentar mudar de via. Essa alteração foi feita caso a caso e o objetivo foi maximizar o seu valor tendo em consideração as limitações ao nível das distâncias entre ramos de ligação.

Também em termos do valor da capacidade e da forma da curva velocidade-débito foram introduzidas alterações, designadamente, no modelo de seguimento de Wiedemann 99. Para além de alguns dos parâmetros deste modelo, foram igualmente alterados alguns outros relacionados com o modo como o veículo interage com os restantes. Essa definição é realizada através da distância de visão para a frente (*look ahead distance*) e para trás (*look back distance*) do veículo em análise para as quais esse veículo é capaz de reagir ao comportamento de outros veículos e ainda do número de veículos que dentro dessa área são observados. O Quadro 6.9 apresenta os parâmetros desse modelo que foram calibrados e os respetivos valores adotados.

Quadro 6.9 - Valores adotados na calibração do modelo de seguimento do VISSIM

PARÂMETRO DO MODELO	VALOR POR DEFEITO	VALOR CALIBRADO
DISTÂNCIA DE VISÃO PARA FRENTE (LOOK AHEAD DISTANCE) (m):		
Mínima	0,00	0,00
Máxima	200,00	300,00
DISTÂNCIA DE VISÃO PARA TRÁS (LOOK BACK DISTANCE) (m):		
Mínima	0,00	0,00
Máxima	150,00	200,00
Número de veículos observados	2	4
MODELO DE SEGUIMENTO DE WIEDEMANN 99		
CC1- Tempo para o veículo da frente (seg.)	0,90	0,60
CC2 - Variação de seguimento (m)	4,00	4,50

Ao nível do modelo de mudança de via, utilizou-se o modelo da regra da via direita usando os parâmetros definidos por defeitos, visto que na visualização das simulações se concluiu que este representava melhor o comportamento dos veículos.

O último parâmetro calibrado foi a velocidade desejada, que no VISSIM corresponde a uma função distribuição de probabilidade acumulada. Neste caso, a distribuição obtida com base nos dados obtidos do contador A5 1+980C CT5 para condições em regime livre revelou-se adequada, o que aliás seria de esperar, pelo menos do ponto de vista teórico.

6.5.4. Resultados Obtidos

Nesta secção serão apresentados os resultados obtidos no final das fases de calibração e validação dos modelos de simulação microscópica de tráfego que foram construídos com os simuladores AIMSUN e VISSIM e que procuram representar o comportamento do tráfego na autoestrada A5 que liga Lisboa a Cascais.

6.5.4.1. Calibração

Como já referido, a tarefa de calibração dos modelos foi realizada considerando o sentido Lisboa-Cascais, sendo que em termos de distribuição de velocidade desejada se considerou como referência os dados relativos ao contador A5 1+980C CT5. Assim, a análise da calibração iniciou-se com a comparação dos resultados para cada um dos simuladores com os dados desse contador, os quais se referem sobretudo a volumes e velocidades simuladas.

AIMSUN

A análise dos resultados obtidos nas simulações após a fase de calibração mostraram que em termos de volumes de tráfego simulados se conseguiu uma aproximação muito boa aos dados reais. A Figura 6.27 ilustra os volumes de tráfego médios observados e simulados no contador A5 1+980C CT5 durante o período de simulação (24 horas).

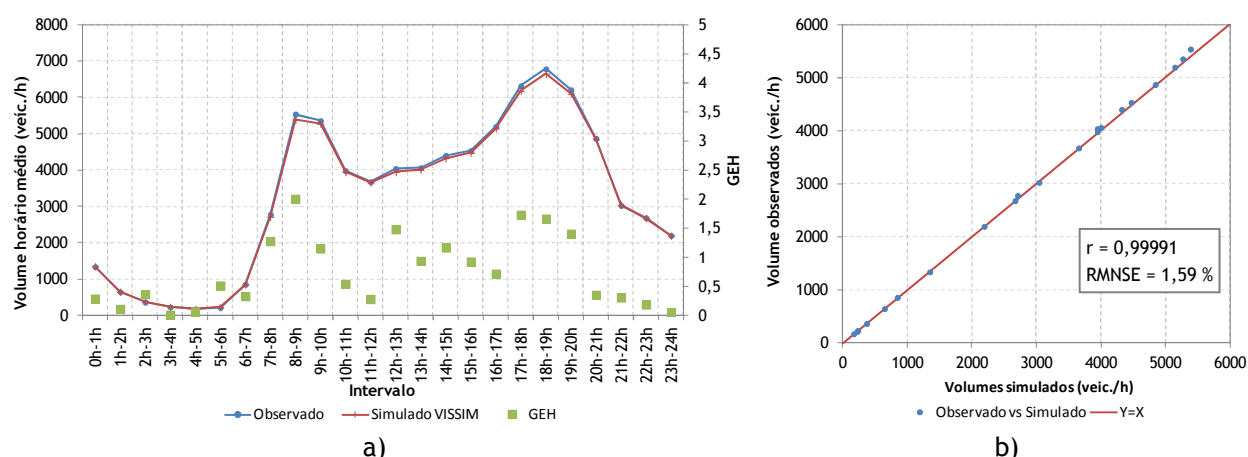


Figura 6.27 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN no contador A5 1+980C CT5: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE

Analisando os resultados patentes na Figura 6.27 constata-se que em termos de volumes de tráfego no contador considerado, o modelo construído com o simulador AIMSUN consegue reproduzir com uma fiabilidade muito elevada os volumes observados. Esta constatação é suportada pelos valores obtidos em termos dos valores do coeficiente de correlação amostral e da raiz do erro quadrático médio normalizado (RMNSE ou RMSP), que refletem respetivamente uma elevada relação linear entre os volumes observados e simulados e um erro quadrático médio significativamente baixo. Importa recordar que Hourdakakis et al. (2003) consideram que durante a fase de calibração global do se deve tentar atingir os seguintes critérios:

- Coeficiente de correlação amostral (r) > 0,8;
- Raiz do erro quadrático médio normalizado (RMNSE) < 15%.

No que respeita à estatística GEH, também aqui o critério de $GEH < 5$ (Oketch e Carrick, 2005) foi respeitado para todos os pares de valores correspondentes a cada um dos intervalos de uma hora considerados no período de observação. De referir ainda que o valor de GEHM obtido foi de 0,74, o que está em linha com os resultados anteriores e respeita o critério desta medida ser inferior a 2⁶ (HMSO, 1996).

Para além dos volumes de tráfego, um outro indicador crucial na análise da calibração é a velocidade média no espaço das correntes de tráfego simuladas. Assim, em termos deste

⁶ O critério original definido para a análise em redes considera que o valor de GEHM deve ser calculado como sendo a média dos valores de GEH para 85 % dos arcos que apresentam o valor de GEH mais baixo. No caso concreto deste trabalho não foram analisados arcos, mas sim intervalos de 1 hora, tendo-se optado por considerar a totalidade de pares de volumes simulados e observados.

indicador procurou-se comparar as velocidades médias observadas em 24 horas e em intervalos de 5 minutos durante os dias em que se recolheu dados na autoestrada A5, com os seus homólogos simulados (nas 10 repetições). Esses resultados encontram-se ilustrados na Figura 6.28, nos quais se indicam os valores médios observados e simulados em intervalos de 5 minutos, bem como dois limites que definem o intervalo correspondente à média mais ou menos o desvio padrão. Desta forma pretende-se ter uma ideia da dispersão estatística dos valores da velocidade média, observados e simulados, em intervalos de 5 minutos.

Na avaliação da qualidade do ajuste conseguido utilizou-se o valor da raiz do erro quadrático médio normalizado (RMNSE ou RMSP).

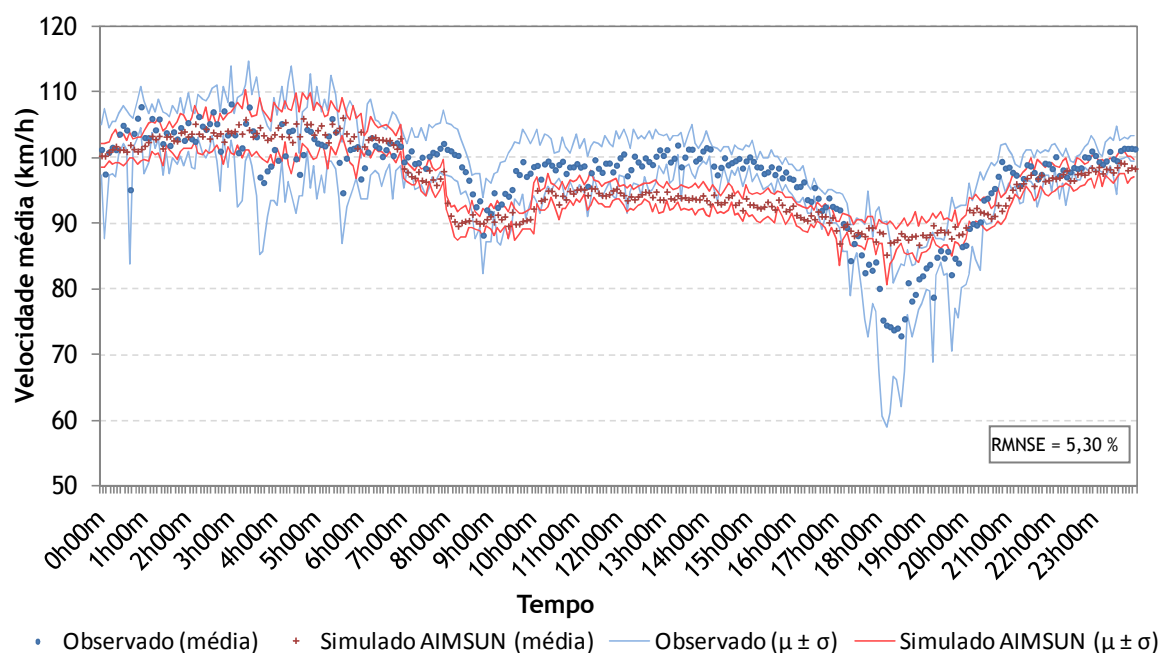


Figura 6.28 - Comparação das velocidades médias observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 1+980C CT5

Da análise da Figura 6.28 pode-se concluir que as velocidades médias simuladas se aproximam de forma satisfatória das velocidades médias que foram observadas no contador A5 1+980C CT5, como se pode verificar pelo valor do RMNSE obtido (claramente inferior a 15 %). De notar que este ajuste apenas foi conseguido após a alteração da velocidade máxima desejada.

Uma vez que o modelo calibrado representa de forma satisfatória tanto os volumes de tráfego como as velocidades médias, o último aspeto analisado foi a relação fundamental entre velocidade e débito no local do contador A5 1+980C CT5. A comparação da relação fundamental observada (e já apresentada anteriormente na Figura 6.10) com aquela que foi obtida a partir da

simulação obtida do modelo construído, encontra-se na Figura 6.29. De recordar que cada ponto representa o débito obtido a partir do volume de tráfego para um período de 15 minutos e a respetiva velocidade média no espaço.

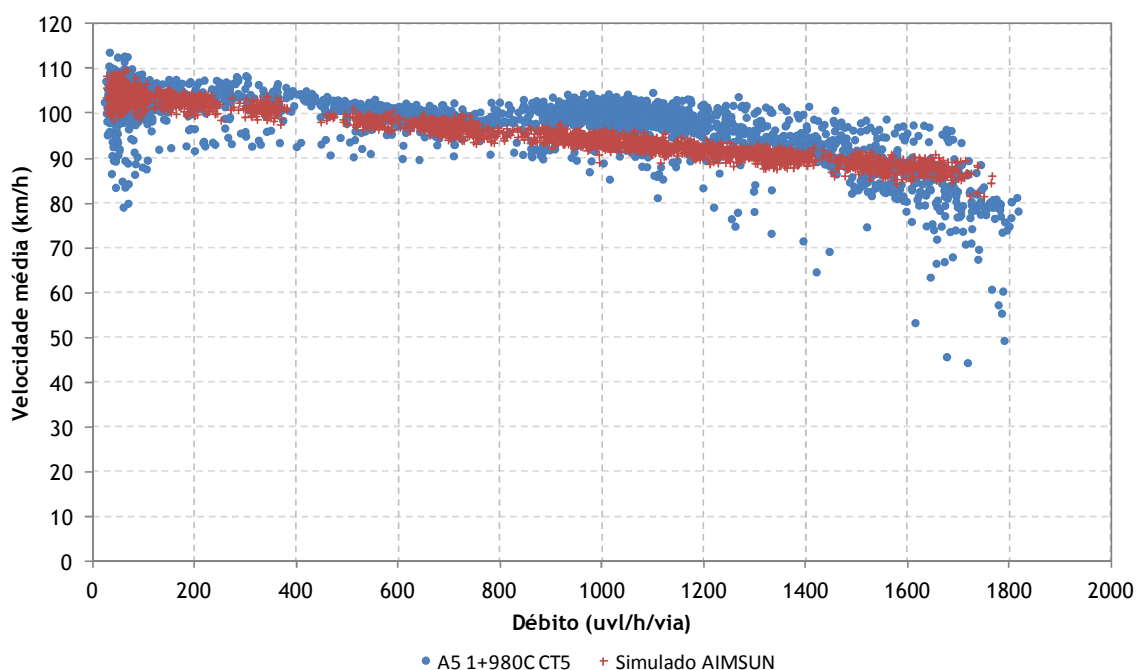


Figura 6.29 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 1+980C CT5

Observando estes resultados é possível afirmar que a relação fundamental simulada pelo microsimulador AIMSUN se aproxima de forma muito satisfatória da observada. No entanto, convém salientar a não existência de um patamar, ou seja, de uma velocidade média aproximadamente constante quando os débitos são baixos a moderados (até aos 1000 uvl/h/via), situação que aproximadamente se verifica na corrente de tráfego real. Este comportamento era porém de alguma forma esperado com base na observação dos resultados obtidos aquando da análise de sensibilidade, sendo que reflete o comportamento macroscópico do tráfego intrínseco do simulador.

Após a análise dos resultados obtidos nas simulações para o contador A5 1+980C CT5, procedeu-se à avaliação dos resultados para os restantes contadores do sentido Lisboa-Cascais, os quais se apresentam na Figura 6.30 a Figura 6.33. Para estes optou-se por comparar apenas os volumes de tráfego e a relação velocidade-débito, pois como se pretende estudar a capacidade dos simuladores em representar de forma satisfatória as condições de circulação em toda a extensão da autoestrada, a distribuição para a velocidade máxima desejada foi mantida. A avaliação das velocidades das correntes de tráfego foi conseguida através da relação velocidade-

débito. Na Figura 6.30 encontra-se a análise dos resultados para o contador A5 4+000C CT7.1 no que respeita aos volumes de tráfego.

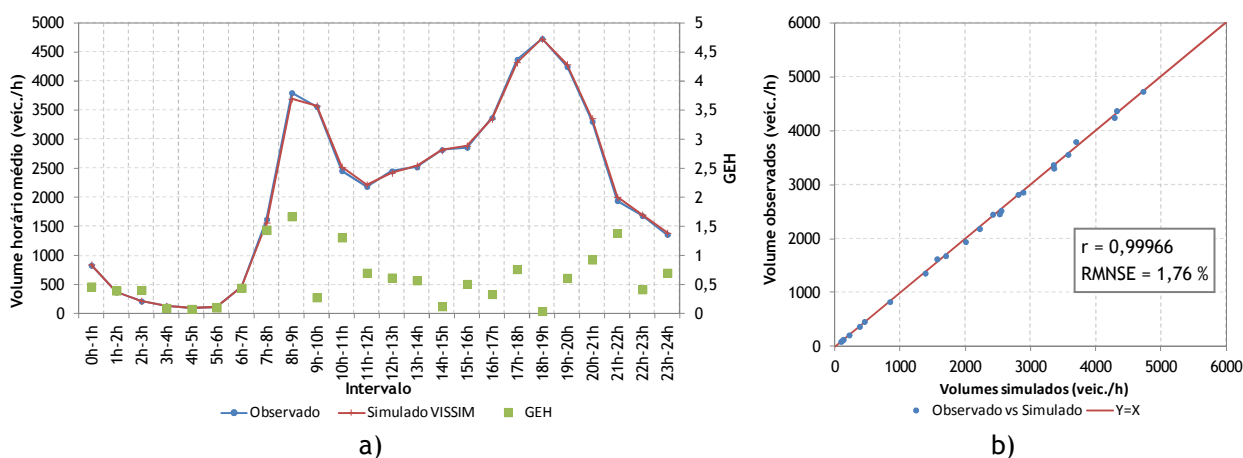


Figura 6.30 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN no contador A5 4+000C CT7.1: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE

Os resultados apresentados na Figura 6.30 mostram que ao nível dos volumes de tráfego, considerando todos os critérios utilizados, as simulações se aproximam muito bem do que foi observado. A comparação das relações velocidade-débito para este contador está patente na Figura 6.31.

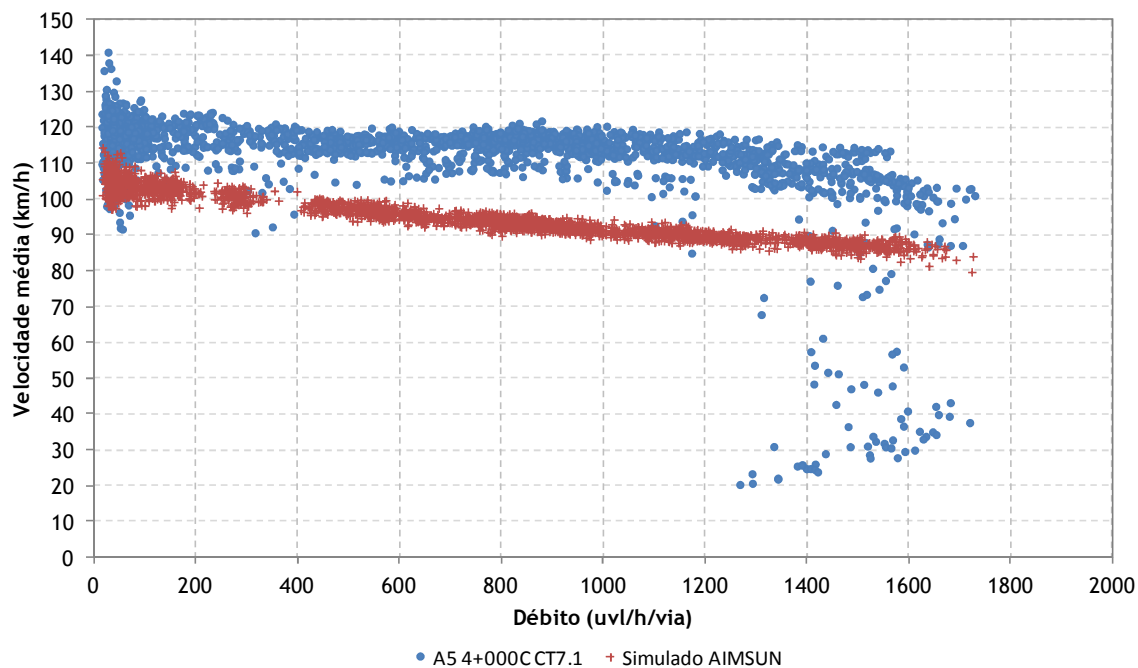


Figura 6.31 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 4+000C CT7.1

Constata-se da análise da Figura 6.31 que a relação velocidade débito simulada com o AIMSUN apresenta uma velocidade média inferior à observada (independentemente do débito considerado) da ordem dos 20 km/h, enquanto os débitos são semelhantes. A principal explicação para este facto prende-se com a capacidade do simulador AIMSUN em representar o efeito dos traineis no comportamento das correntes de tráfego. Este simulador considera esse efeito através do aumento ou da diminuição da aceleração e da capacidade de travagem (TSS, 2010). O que se verificou no modelo da A5 é que no contador A5 4+000C CT7.1, localizado no final de um trainel descendente, as velocidades simuladas são significativamente inferiores às observadas. Isto significa que o simulador não foi capaz de reproduzir o aumento de velocidade devido a esse trainel descendente. Esta constatação é confirmada pelos resultados do contador A5 8+050C CT11, situado no final do troço da A5 estudado, para o qual se pode observar nas Figura 6.32 e Figura 6.33 que tanto os volumes de tráfego como a relação velocidade-débito são reproduzidos de forma aceitável, com base nos critérios considerados.

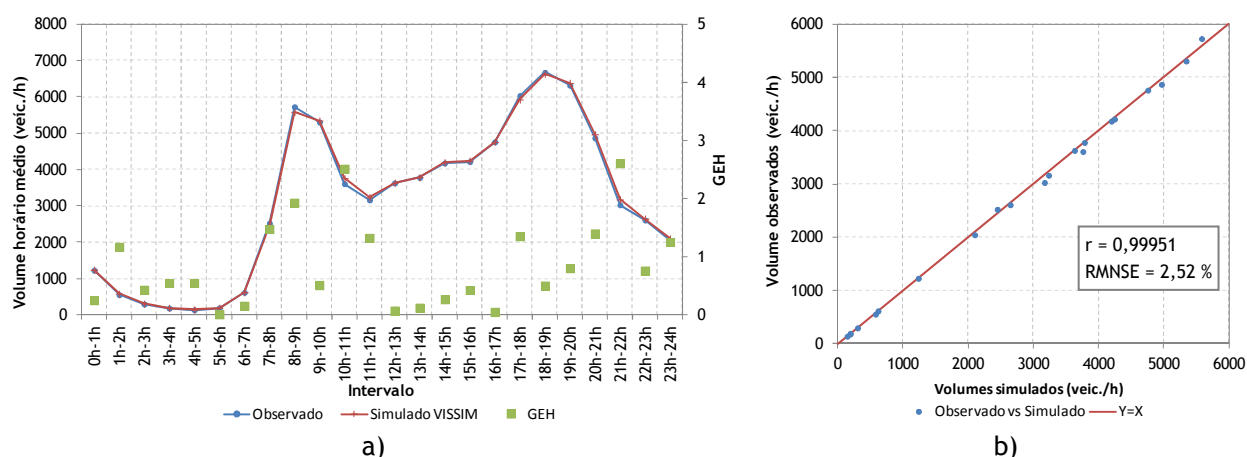


Figura 6.32 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN no contador A5 8+050C CT11: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE

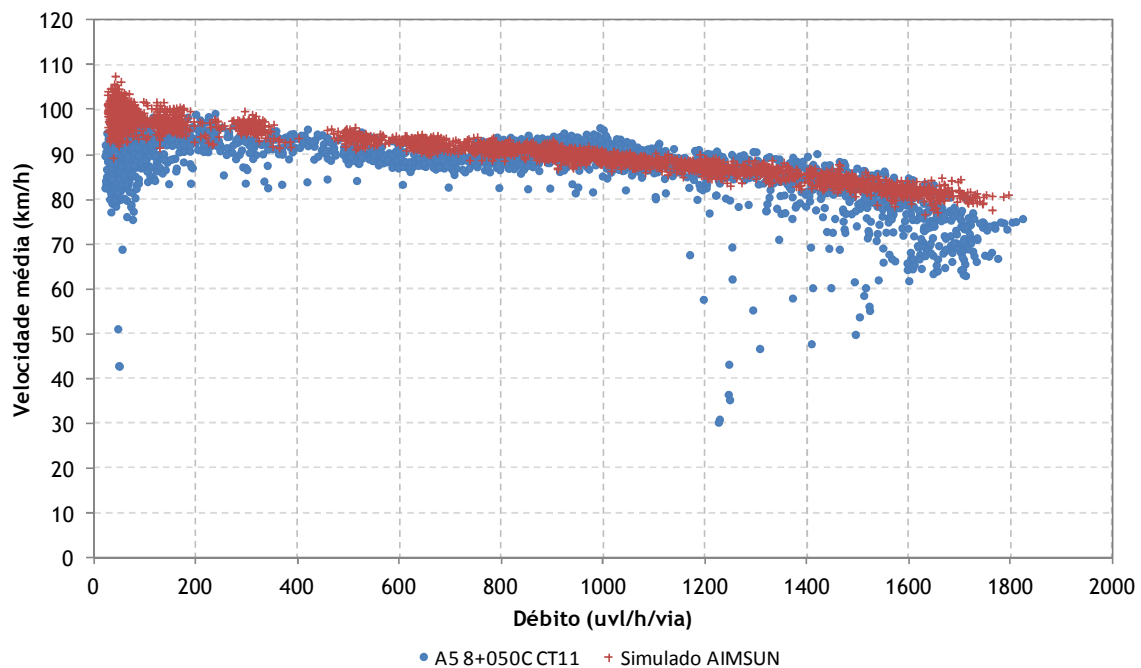


Figura 6.33 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN no contador A5 8+050C CT11

VISSIM

Analogamente ao efetuado para o simulador AIMSUN, procedeu-se à análise dos resultados obtidos nas simulações após a fase de calibração do microssimulador VISSIM. Esses resultados revelam que se conseguiu uma calibração dos parâmetros deste simulador que o tornaram capaz de reproduzir de uma forma aceitável o comportamento das correntes de tráfego no modelo da A5 construído. A Figura 6.34 mostra a comparação entre os volumes de tráfego médios observados e simulados no contador A5 1+980C CT5 durante o período de simulação (24 horas) no modelo construído no VISSIM.

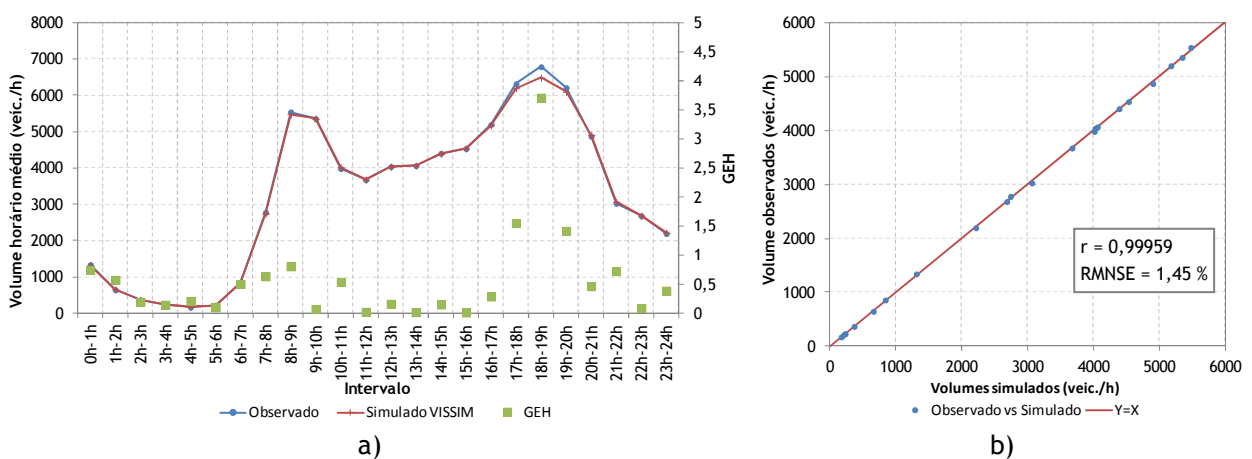


Figura 6.34 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM no contador A5 1+980C CT5 : a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE

Como facilmente se pode comprovar da observação da informação que consta da Figura 6.34, ao nível dos volumes de tráfego conseguiu-se que no local do contador A5 1+980C CT5 fossem cumpridos todos os critérios considerados. De notar, que o valor de GEHM obtido (o único que não consta na Figura 6.34) foi igual a 0,57, o que cumpre o critério desta medida de ajustamento ser inferior a 2.

Quanto às velocidades, e tendo por base as velocidades médias observadas e simuladas procedeu-se à sua comparação (Figura 6.35) de forma similar ao que já tinha sido efetuado para o AIMSUN.

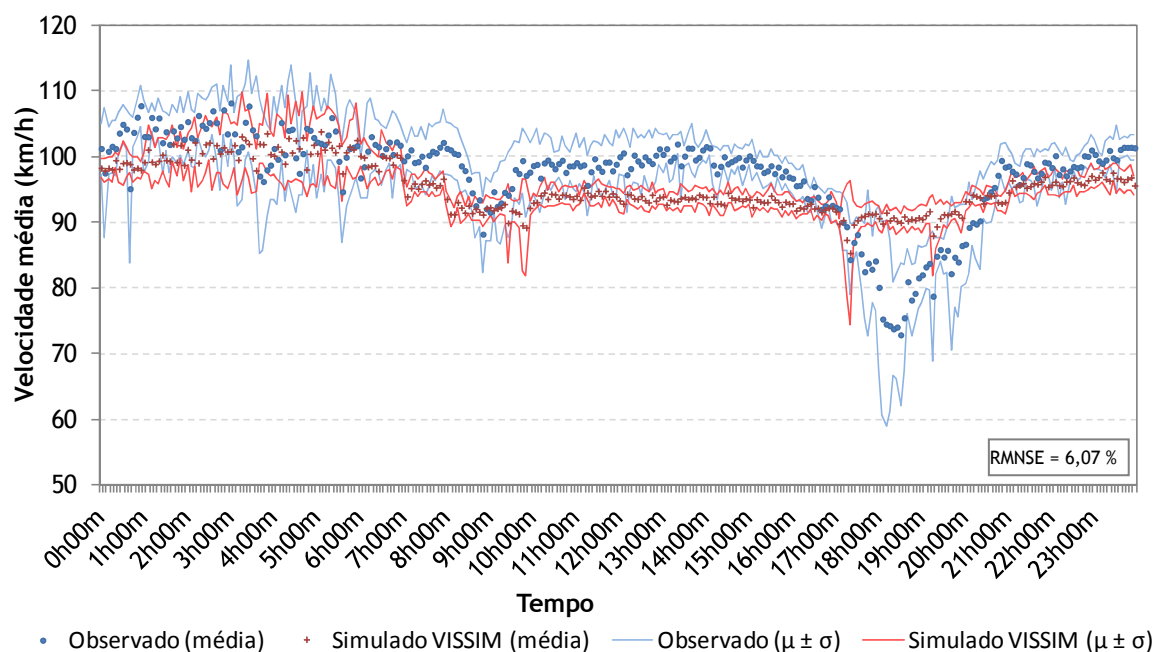


Figura 6.35 - Comparação das velocidades médias observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 1+980C CT5

Analisando a Figura 6.28 conclui-se, com base no valor do RMNSE obtido (inferior a 15 %) que as velocidades médias simuladas por intermédio do modelo da A5 construído com o VISSIM se aproximam satisfatoriamente das velocidades médias observadas no contador A5 1+980C CT5. Importa notar que, tal como no modelo criado com o AIMSUN, as maiores diferenças ocorrem para a ponta da tarde, o que se pode justificar com a dificuldade em modelar possíveis estrangulamentos temporários que, pela insuficiência de dados, foi impossível de reproduzir. De

realçar que a distribuição usada no VISSIM para a velocidade desejada foi a indicada na Figura 6.25.

Finalmente as relações velocidade-débito para o contador A5 1+980C CT5 observada e simulada, apresentas na Figura 6.36, mais uma vez mostram que se alcançou um bom ajuste entre as duas séries de valores.

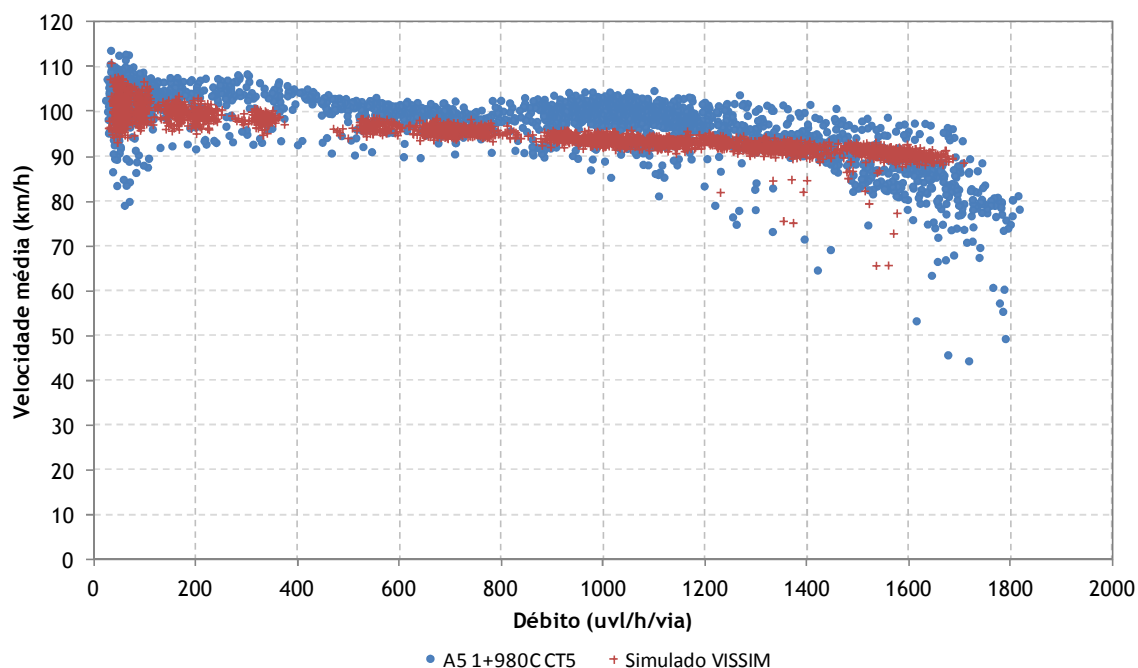


Figura 6.36 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 1+980C CT5

Para além do contador A5 1+980C CT5 foram igualmente comparados os resultados dos restantes contadores no sentido Lisboa-Cascais, A5 4+000C CT7.1 e A5 8+050C CT11. Relativamente ao primeiro, os resultados obtidos na simulação estão em linha com o os que se tinham obtido usando o AIMSUN. Verifica-se que os volumes se encontram bem ajustados (Figura 6.37), porém na relação velocidade-débito (Figura 6.38), tal como o AIMSUN, constata-se que as velocidades médias simuladas são inferiores às modeladas. As razões para o sucedido são as mesmas anteriormente apontadas, visto que tal como o AIMSUN o VISSIM considera o efeito dos traineis através de alterações na capacidade de aceleração e desaceleração dos veículos. Importa salientar que foram efetuadas algumas simulações em que se procedeu a alterações nas distribuições das acelerações e desacelerações e que revelaram pouca influência na relação velocidade-débito obtida.

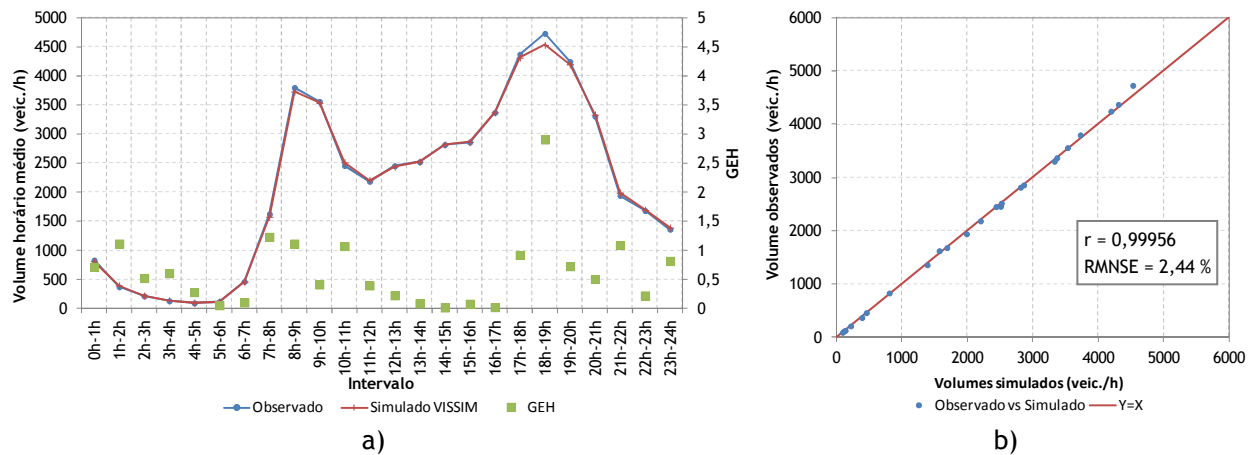


Figura 6.37 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM no contador A5 4+000C CT7.1: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE

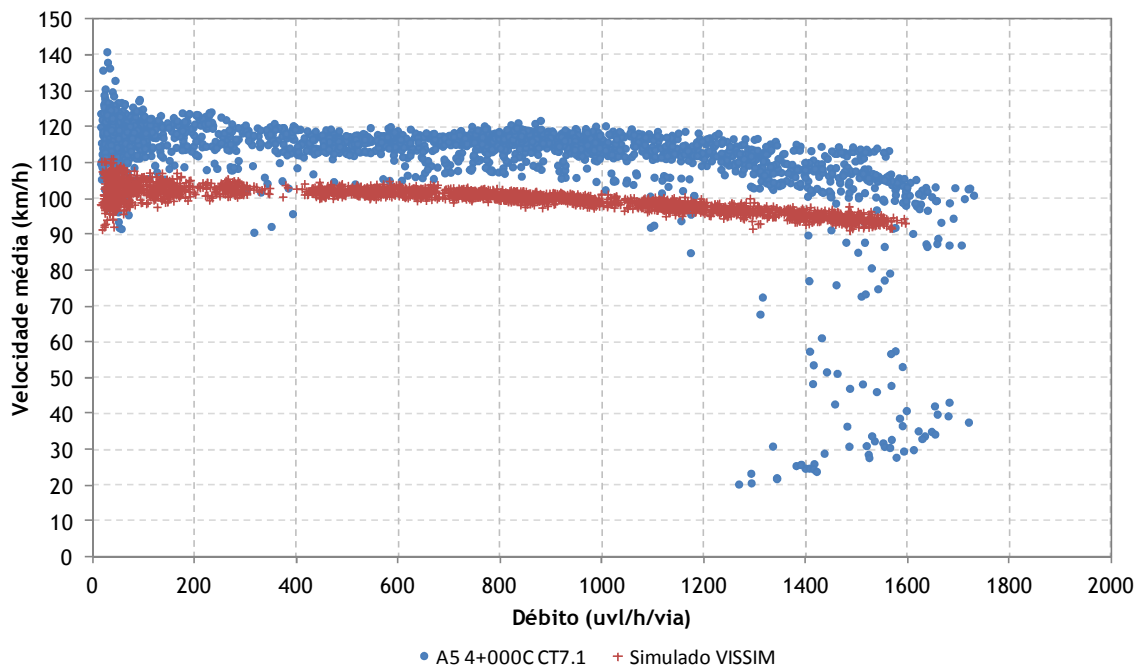


Figura 6.38 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 4+000C CT7.1

Por último são mostrados na Figura 6.39 e Figura 6.40, respetivamente, a comparação dos volumes de tráfego médios por hora e as relações velocidade-débito para o contador A5 8+050C CT11.

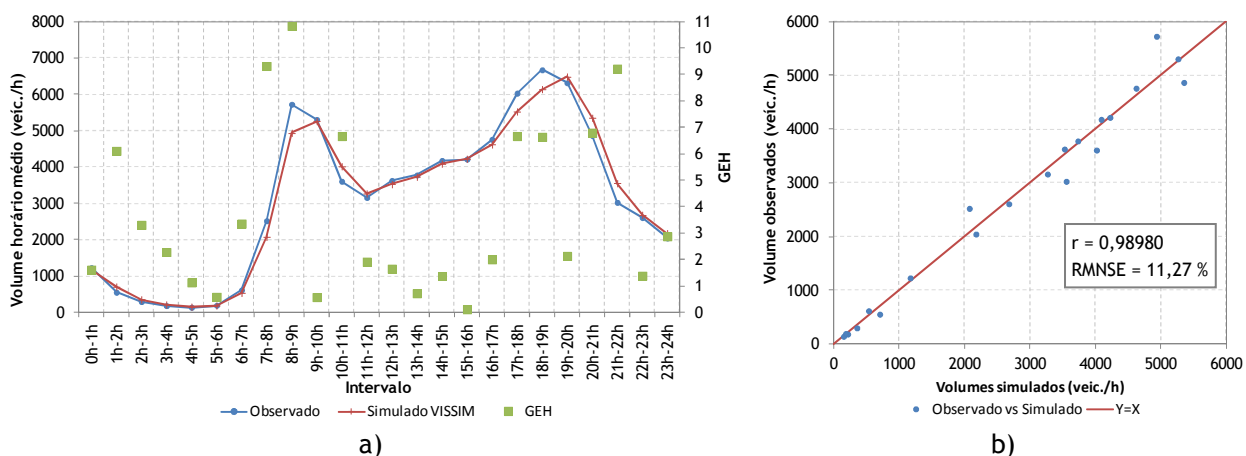


Figura 6.39 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM no contador A5 8+050C CT11: a) volumes horários médios e estatística GEH, b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE

Em termos de volumes de tráfego, verificou-se que o ajuste não foi o melhor. Apesar de haver critérios que foram respeitados, casos do coeficiente de correlação amostral e do valor de RMNSE, em termos de GEH em oito períodos o valor é superior a 5, dos quais 1 é superior a 10. Também o valor de GEHM (3,72) é superior ao limite fixado para este critério ($GEHM < 2$).

A avaliação visual das simulações possibilitou avançar com uma explicação para este facto. Constatou-se durante as simulações que no local do contador A5 8+050C CT11, situado num segmento de entrecruzamento, e nos nós de ligação anteriores alguns veículos tinham de parar para conseguirem efetuar a manobra de mudança de via. Este problema de modelação originou alterações importantes no comportamento macroscópico das correntes de tráfego que se refletiram nos valores obtidos para os volumes de tráfego. Por outro lado, em alguns ramos de entrada vários veículos não conseguiam entrar na autoestrada, ficando aí parados. No caso do VISSIM, o parâmetro tempo de espera para a difusão define quanto tempo os veículos podem ficar nessa situação, sendo que se considerou o valor por defeito, ou seja, 60 segundos. Isto significa que ao fim desse tempo o veículo é retirado da simulação para que a mesma possa continuar com o mínimo de perturbação possível. Porém, ainda que minimizada essa perturbação, esta teve os efeitos ao nível dos volumes de tráfego simulados que se podem observar na Figura 6.39.

No entanto, as diferenças verificadas ao nível dos volumes de tráfego tiveram um efeito pouco significativo na relação velocidade-débito simulada (Figura 6.40), pelo que se pode afirmar que a mesma é suficientemente representativa da observada no local.

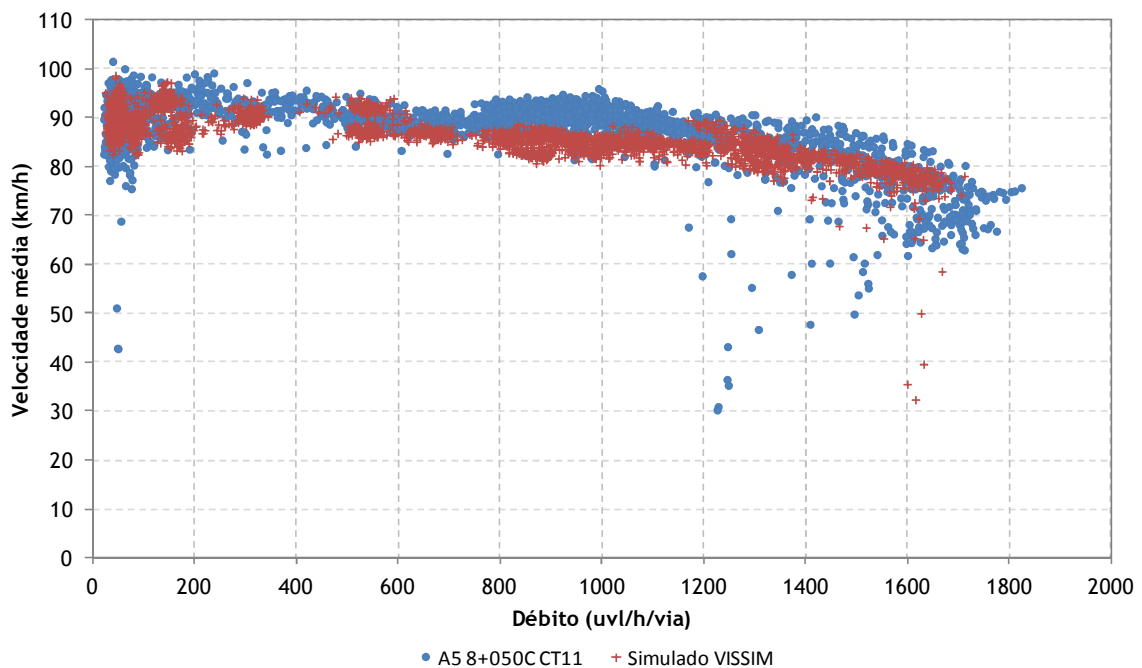


Figura 6.40 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM no contador A5 8+050C CT11

6.5.4.2. Validação

Com a tarefa de calibração dos modelos concluída procedeu-se à validação dos resultados utilizando para isso a informação relativa ao sentido Cascais-Lisboa. Tal como na calibração foram comparados os volumes de tráfego horários médios e as relações velocidade-débito para cada um dos três contadores existentes nesse sentido e para cada um dos microsimuladores utilizados. Os resultados são apresentados de seguida.

AIMSUN

Ao nível dos volumes de tráfego verificou-se que os volumes simulados são muito próximos dos observados em todos os locais considerados, tal como se pode observar na Figura 6.41.

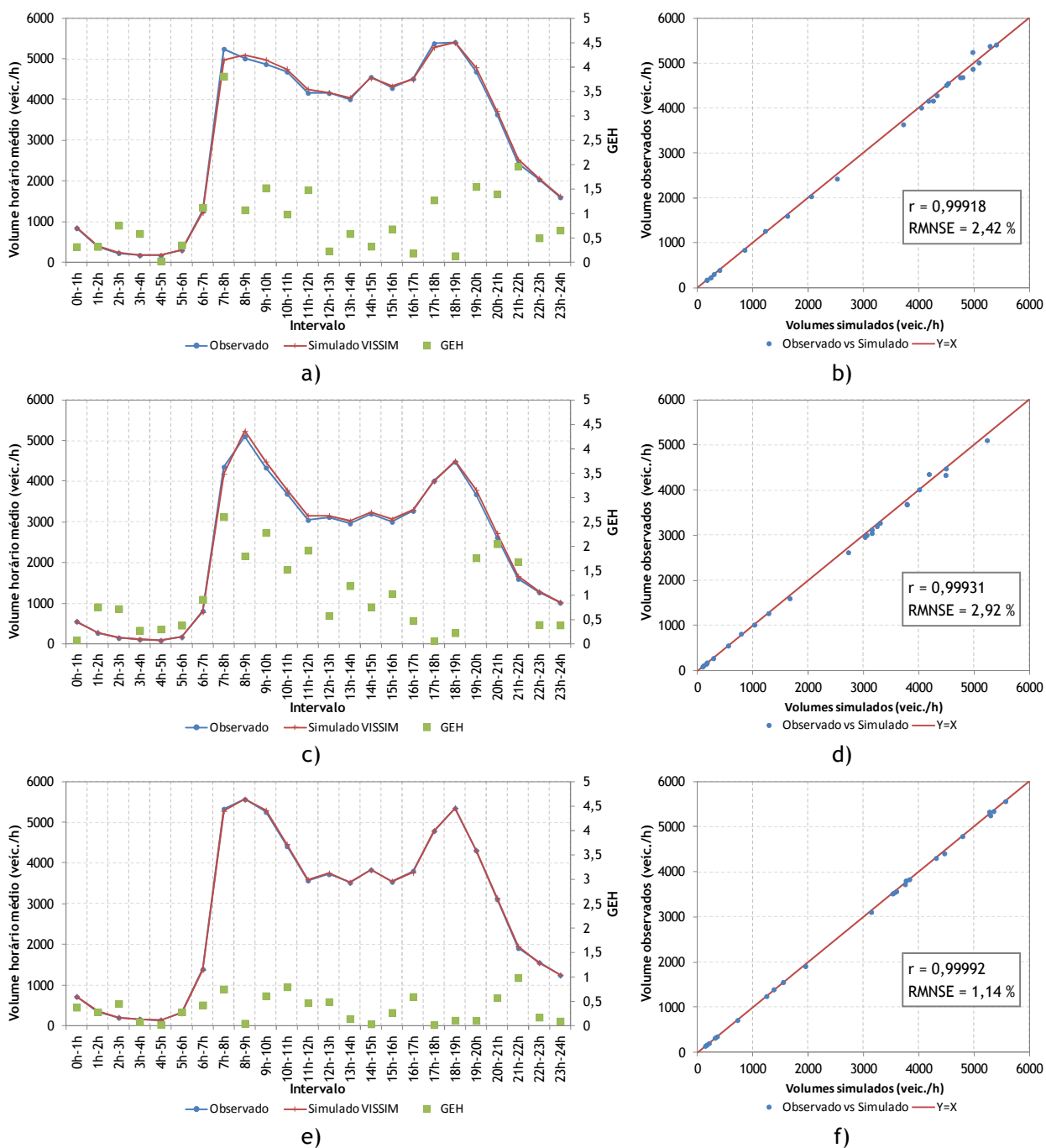


Figura 6.41 - Comparação entre volumes observados e simulados com o AIMSUN: a) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 1+505D CT3; b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMSE no contador A5 1+505D CT3; c) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 3+600D CT6; d) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMSE no contador A5 3+600D CT6; e) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 8+050D CT12; f) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMSE no contador 8+050D CT12

Em termos de relações velocidade-débito, pode-se concluir que estas são aceitáveis em todos os contadores. Essas relações encontram-se apresentadas na Figura 6.42.

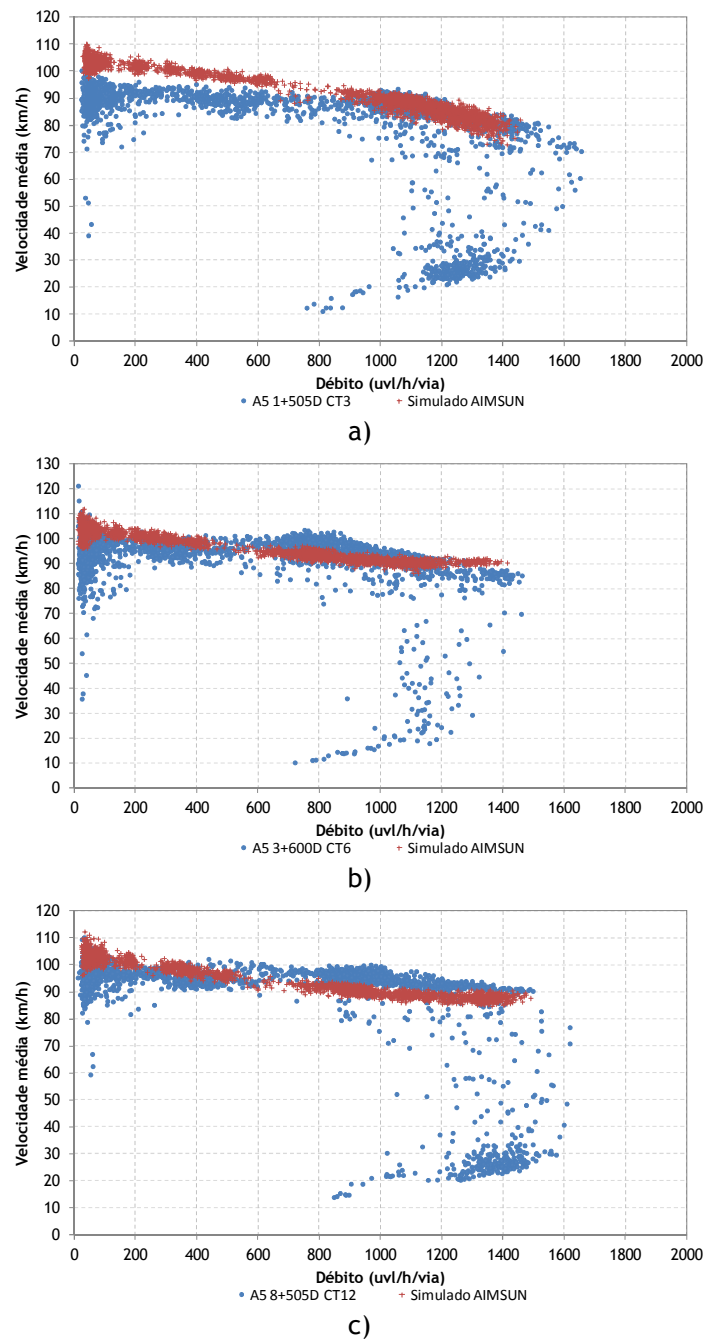


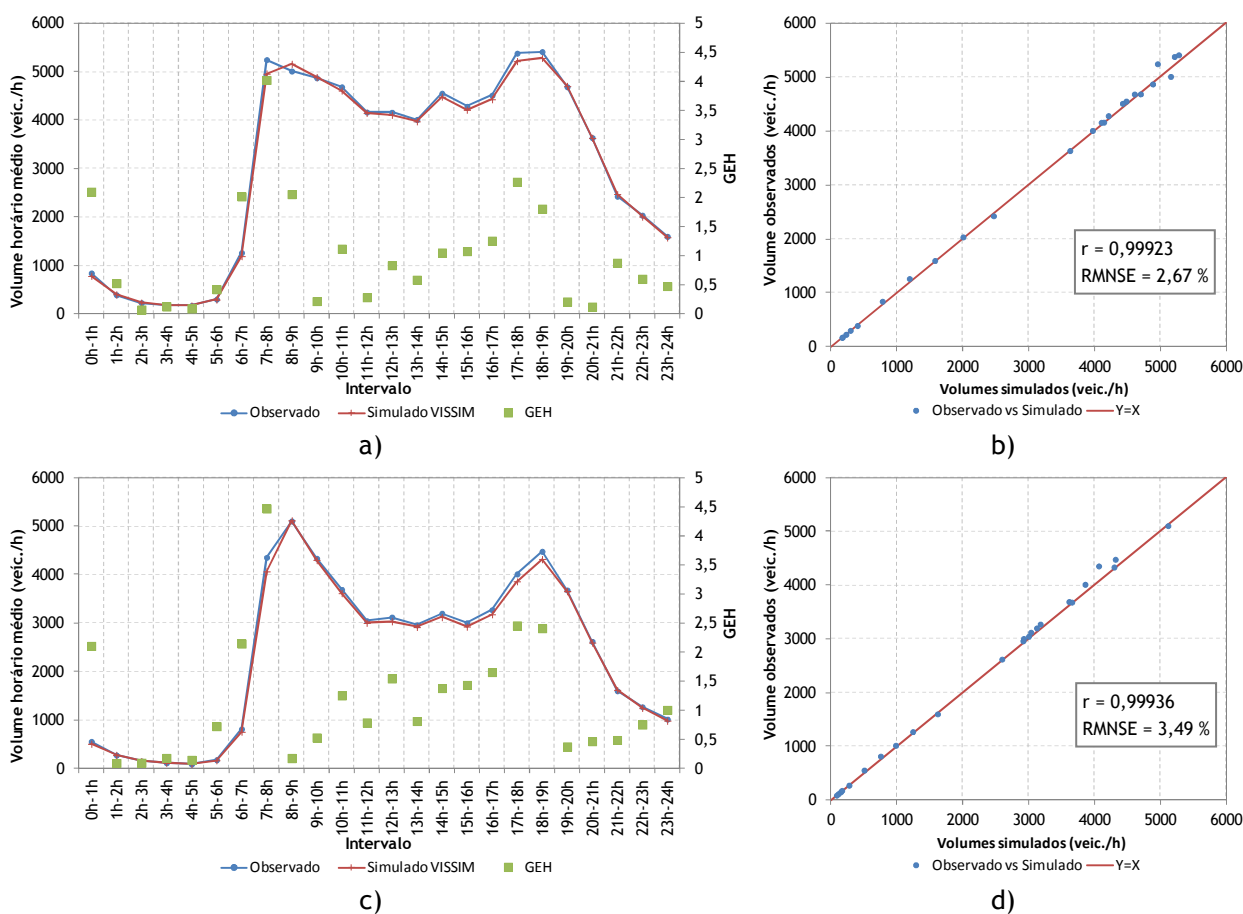
Figura 6.42 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o AIMSUN: a) no contador A5 1+505D CT3; b) no contador A5 3+600D CT6; c) no contador A5 8+050D CT12

Da observação dos vários gráficos da Figura 6.42 a relação simulada que se afasta mais da observada é a do contador A5 1+505D CT3. Ora, isto vem comprovar o problema já referido na

modelação dos traineis, visto que este contador está localizado no topo de um trainel ascendente, o que conseqüentemente faz diminuir a velocidade média das correntes de tráfego. Ora, os valores simulados não refletem essa diminuição, principalmente quando os débitos são baixos a moderados, ou seja, quando os veículos circulam mais afastados uns dos outros e por conseguinte em condições em regime livre, logo com velocidades próximas das desejadas.

VISSIM

De forma análoga realizou-se a avaliação dos resultados obtidos com o microsimulador VISSIM. Os resultados obtidos e que podem ser visualizados na Figura 6.43 e Figura 6.44 mostram as mesmas tendências observadas para o microsimulador AIMSUN, pelo que as conclusões são as mesmas então retiradas.



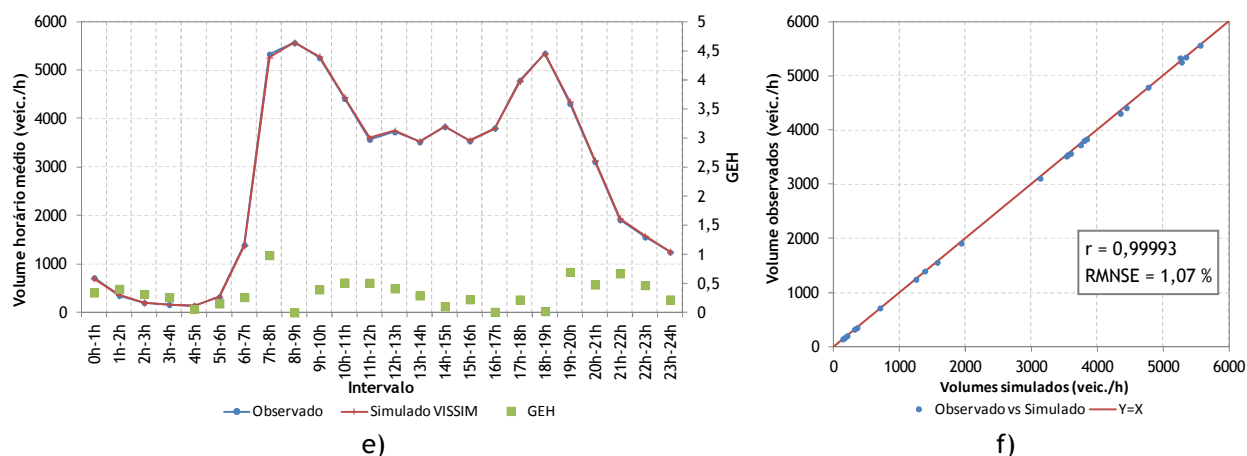
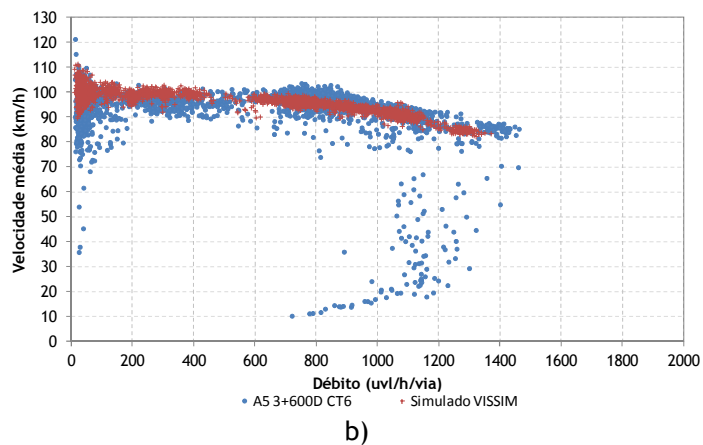
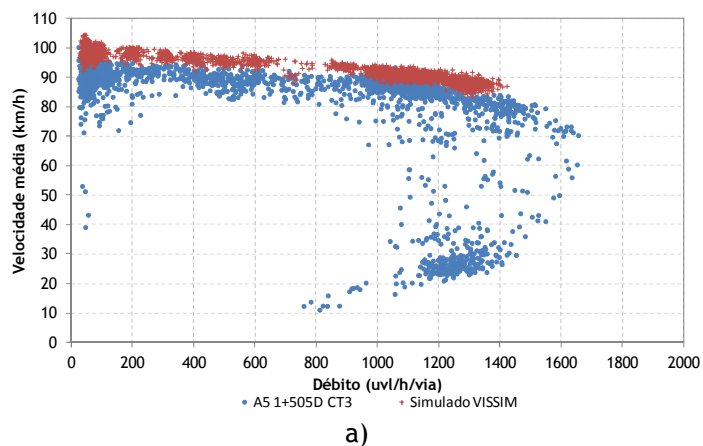


Figura 6.43 - Comparação entre volumes observados e simulados com o VISSIM: a) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 1+505D CT3; b) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador A5 1+505D CT3; c) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 3+600D CT6; d) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador A5 3+600D CT6; e) volumes horários médios e estatística GEH no contador A5 8+050D CT12; f) correlação entre os volumes observados e simulados, coeficiente de correlação amostral e valor de RMNSE no contador 8+050D CT12



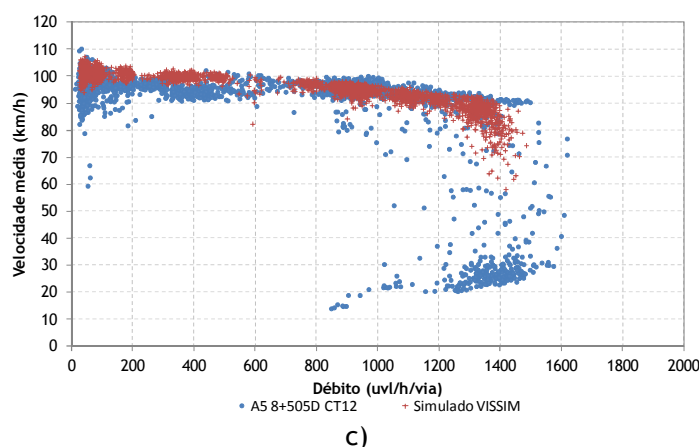


Figura 6.44 - Relações velocidade-débito observadas e simuladas com o VISSIM: a) no contador A5 1+505D CT3; b) no contador A5 3+600D CT6; c) no contador A5 8+050D CT12

6.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo pretendia-se atingir basicamente dois objetivos principais. O primeiro, mais genérico, era o de verificar se era possível realizar com um nível de detalhe aceitável a modelação de uma autoestrada portuguesa, com vista a numa segunda fase se poder utilizar as informações desses modelos com o intuito de adaptar a metodologia de avaliação dos níveis de serviço que consta do HCM 2000. O segundo, mais específico, era o de aferir da capacidade dos simuladores microscópicos de tráfego utilizados em representar o comportamento das correntes de tráfego em autoestradas em termos de relação entre a sua velocidade média e o débito.

Da análise dos resultados obtidos, é possível concluir que para ambos os simuladores foi possível construir dois modelos de simulação microscópica de tráfego capazes de representar com um nível aceitável o comportamento das correntes de tráfego numa autoestrada portuguesa, quer ao nível dos débitos, quer das velocidades médias correspondentes. No entanto, foram também identificados alguns problemas que limitam a qualidade dos resultados obtidos e a representatividade dos modelos em alguns elementos das autoestradas. Neste ponto deve-se realçar que em ambos os modelos não se conseguiu reproduzir as velocidades médias ao longo de traineis, aspeto que é de crucial importância para que seja possível o uso destas ferramentas no desenvolvimento de uma metodologia do tipo da do HCM 2000. Estes problemas têm de ser alvo de estudos mais aprofundados com vista à sua resolução e consequente melhoria da representatividade das condições de circulação nestes modelos.

Importa no entanto referir que os modelos construídos também necessitam de ser

refinados, com a inclusão de mais informação que neste trabalho foi impossível de ser obtida. Em primeiro lugar, em termos de dados de tráfego é necessário que seja recolhida informação de modo a se construir uma matriz origem-destino que represente fielmente e detalhadamente as condições de procura que se verificam na autoestrada A5. Ao nível da geometria, é muito importante a informação relativa ao perfil longitudinal, que como referido, não se conseguiu obter para a construção dos dois modelos testados. Finalmente, uma outra limitação dos modelos construídos foi a não representação dos estrangulamentos existente nesta autoestrada. Para o efeito é necessário averiguar no local quais são as suas causas e nos modelos incluir a modelação das áreas adjacentes para que seja possível a representação desses estrangulamentos.

Um último aspeto que tem de ser sublinhado prende-se com o procedimento de calibração dos modelos de microssimulação. Neste trabalho esta foi levada a cabo através de um processo de tentativa-erro no qual se foram alterando vários parâmetros de calibração e se foi avaliando o seu efeito no comportamento dos modelos, através de alguns indicadores. Ora, um processo deste tipo não permite uma verdadeira otimização do processo de calibração, pelo que será de todo o interesse o desenvolvimento de um algoritmo de calibração que permita uma maior automatização e que por outro possibilite encontrar uma solução óptima ou muito próximo disso. Da diversa bibliografia consultada parece ser apontado que a utilização de algoritmos genéticos poderá ser uma direcção para o estabelecimento duma heurística que permita realizar os objectivos. Na continuação, no futuro, deste trabalho deve ter-se esta indicação em linha de conta.

CAPÍTULO 7

Estudo da Influência dos
Parâmetros do HCM 2000

7. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DO HCM 2000

7.1 INTRODUÇÃO

Ao longo deste capítulo serão apresentados e comentados os resultados obtidos das análises efetuadas da influência dos principais parâmetros envolvidos na metodologia do HCM 2000 para secções correntes de autoestradas (Macedo, Benta, & Picado-Santos, 2013), no comportamento das correntes de tráfego simuladas através dos microsimuladores AIMSUN e VISSIM.

7.2 ABORDAGEM UTILIZADA

A abordagem utilizada para se efetuar a análise da capacidade de cada um dos dois simuladores microscópicos de tráfego utilizados, o AIMSUN e o VISSIM, em representar o comportamento macroscópico de correntes de tráfego em secções correntes de autoestradas consistiu na codificação de uma autoestrada, na qual se procedeu à calibração do comportamento macroscópico das correntes de tráfego geradas, considerando para o efeito as relações fundamentais existentes no HCM 2000.

Para o efeito, foi codificada em cada um deles uma pista experimental, inspirada na abordagem utilizada por Manstetten et al. (1997), e que já tinha sido utilizada na análise de sensibilidade apresentada no Capítulo 5 aos parâmetros de calibração de cada um dos simuladores. Como referido então, esta consiste na construção de um anel fechado e num ramo de entrada com a respetiva via de aceleração. Desta forma consegue-se que os volumes de tráfego aumentem progressivamente, de modo a que se consiga obter a relação entre o débito e a velocidade, desde os valores mais baixos para o débito até se atingir a capacidade.

A explicação dos pressupostos considerados para a construção da pista experimental foram já apresentados no Capítulo 5, pelo que apenas se irão indicar, resumidamente, os principais aspetos.

Como se pretendia analisar a influência dos principais parâmetros envolvidos na

metodologia do HCM 2000 para secções correntes de autoestradas no desempenho macroscópico das correntes de tráfego simuladas por cada um dos microsimuladores, procurou-se que a pista experimental respeitasse todas as condições base definidas no HCM 2000 para estes elementos e que aqui se recordam:

- Largura das vias igual a 3,6 m;
- Desobstrução lateral do lado da berma direita mínima - 1,8 m;
- Desobstrução lateral do lado do separador central mínima - 0,6 m;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Espaçamento entre nós de ligação mínimo - 3 km;
- Terreno plano, com traineis cuja declive seja $\leq 2\%$;
- Condutor habitual do percurso;
- Velocidade em regime livre igual ou superior a 110 km/h.

Assim, a pista experimental tem as seguintes características principais:

- Composta por dois alinhamentos retos com 3000 m de extensão, ligados por duas curvas circulares com 850 m de raio;
- Via de aceleração com extensão de 270 m;
- Perfil transversal 2x2 vias;
- Largura vias de tráfego igual a 3,6 m;
- Traçado de nível, declive dos traineis igual a 0%;
- Velocidade média de 110 km/h;
- Corrente de tráfego composta unicamente por veículos ligeiros (fase de calibração).

A justificação para a escolha dos valores acima indicados foi já realizada no Capítulo 5.

Relativamente às bermas, os valores adotados foram os constantes das condições base definidas no HCM 2000. No entanto, apenas no simulador microscópico AIMSUN foram codificadas as bermas, uma vez que o simulador VISSIM não prevê essa possibilidade.

Como se pretende avaliar a evolução da velocidade média à medida que os débitos aumentam, considerou-se que os veículos entram na rede pelo ramo de entrada existente a um ritmo constante, após um período de aquecimento de 30 minutos (após 15 minutos de entrada de

veículos, deixou-se a rede entrar em equilíbrio parando a entrada de veículos). O volume de tráfego na entrada foi de 600 veíc./h, enquanto o período de simulação considerado foi igual a 3 horas.

Na Figura 7.1 apresenta-se uma visão geral da pista experimental adotada e codificada em cada um dos simuladores microscópicos de tráfego utilizados. Para cada simulação foram consideradas 10 repetições, o que segundo alguns autores é considerado como suficiente para responder ao caráter estocástico destes simuladores (Bloomberg e Dale, 2000; Dowling et al., 2004; Vilarinho, 2008).

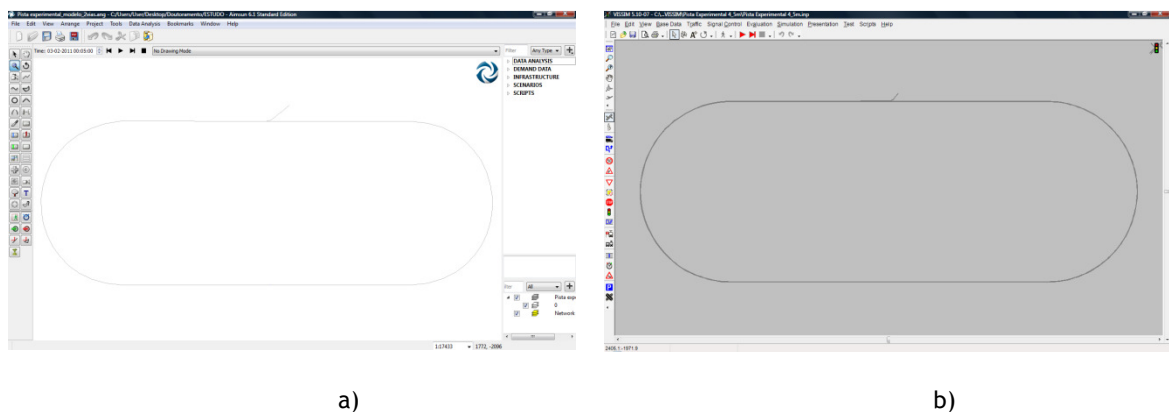


Figura 7.1 - Visão geral da pista experimental: a) AIMSUN; b) VISSIM

Segundo Casas et al. (2010), quando os modelos de comportamento de seguimento e de mudança de via se encontram calibrados adequadamente, estes devem ser capazes de reproduzir com precisão suficiente fenômenos macroscópicos observáveis. No entanto, convém desde já referir que as relações fundamentais obtidas por esta abordagem têm um comportamento característico, reflexo dos modelos de comportamento microscópico utilizados por cada simulador.

Após a codificação do modelo para as condições base estabelecidas no HCM 2000, procedeu-se a um processo de calibração, com vista a aproximar a relação velocidade-débito obtido com a que se encontra nesse manual. Este processo foi conseguido através da alteração dos valores de alguns parâmetros de calibração dos simuladores, como por exemplo a velocidade desejada, tendo sido conseguido por tentativa erro, tendo-se considerado aceitável o resultado que permitiu maximizar a quantidade de pares de pontos simulados dentro de uma banda em torno da relação do HCM 2000 de $\pm 5\%$ da velocidade. Para além desse critério considerou-se também para a avaliação desses resultados a medida de ajustamento RMNSE. Considerou-se como

critério de aceitação o valor de RMNSE ser inferior a 15%.

No Quadro 7.1 indicam-se os valores que foram adotados na calibração do modelo construído com o simulador AIMSUN.

Quadro 7.1 - Valores adotados na calibração do modelo do simulador AIMSUN

PARÂMETRO DO SIMULADOR	VALOR POR DEFEITO	VALOR CALIBRADO
Tempo de reação (seg.)	0,75	0,70
Intervalo de simulação (seg.)	0,75	0,35
MODELO DE SEGUIMENTO		
MÁXIMA VELOCIDADE DESEJADA (km/h):		
Valor médio	110	117
ACEITAÇÃO DA VELOCIDADE:		
Valor médio	1,1	1,3
Valor mínimo	0,9	1,2
Valor máximo	1,3	1,4
DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE VEÍCULOS (m):		
Valor médio	1,0	0,8
Fator de sensibilidade	1,0	1,1

Para o modelo construído com o simulador VISSIM foram considerados os parâmetros de calibração que se mostram na Figura 7.2 (velocidade desejada) e no Quadro 7.2.

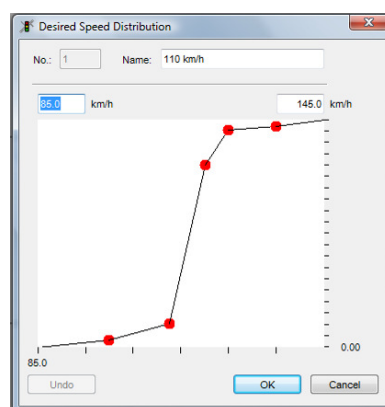


Figura 7.2 - Função distribuição de probabilidade acumulada para a velocidade desejada

Quadro 7.2 - Valores adotados na calibração do modelo do simulador VISSIM

PARÂMETRO DO MODELO	VALOR POR DEFEITO	VALOR CALIBRADO
DISTÂNCIA DE VISÃO PARA FRENTE (LOOK AHEAD DISTANCE) (m):		
Mínima	0,00	0,00
Máxima	200,00	300,00
Número de veículos observados	2	4
MODELO DE SEGUIMENTO DE WIEDEMANN 99		
CC0- Distância entre veículos parados (m)	1,50	2,00
CC1- Tempo para o veículo da frente (seg.)	0,90	1,00
CC2 - Variação de seguimento (m)	4,00	4,50
CC4- Limiar de seguimento negativo (m/s^2)	-0,35	-0,45
CC9 - Aceleração a 80 km/h (m/s^2)	1,50	2,50

Após a calibração de cada um dos simuladores, foram alteradas algumas das características da pista experimental e da composição do tráfego, de forma a testar os impactos dos seguintes parâmetros:

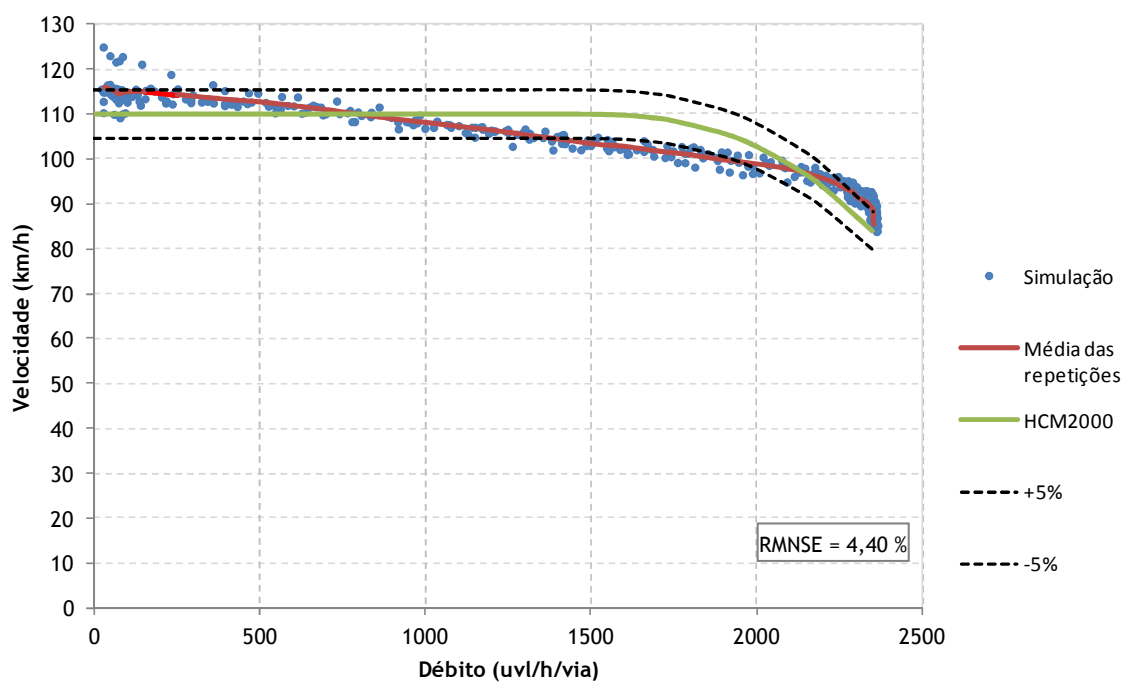
- Largura das vias;
- Desobstrução lateral na berma da direita;
- Influência da composição do tráfego e da inclinação dos traineis.

Importa desde já referir que nem todos os parâmetros foram passíveis de modelação. Foi o caso da influência da desobstrução lateral na berma da direita quando se usou o simulador VISSIM, uma vez que este simulador não possibilita sejam codificadas as bermas. Na secção seguinte apresentam-se os principais resultados obtidos e efetua-se uma breve discussão dos mesmos.

7.3 RESULTADOS OBTIDOS E SUA DISCUSSÃO

7.3.1. Relações Velocidade-Débito Obtidas pelos Simuladores

Após a calibração dos modelos obtiveram-se as relações velocidade-débito utilizadas como referência na análise da influência dos fatores avaliados. Na Figura 7.3 apresentam-se as relações obtidas para cada um dos simuladores, onde se representa apenas os valores correspondentes às condições de escoamento estável, ou seja até se atingir a capacidade. Na Figura apresentam-se os resultados obtidos para cada uma das repetições simuladas, que correspondem a débitos para períodos de 15 minutos, e a média dessas repetições para cada um dos períodos de análise.



a)

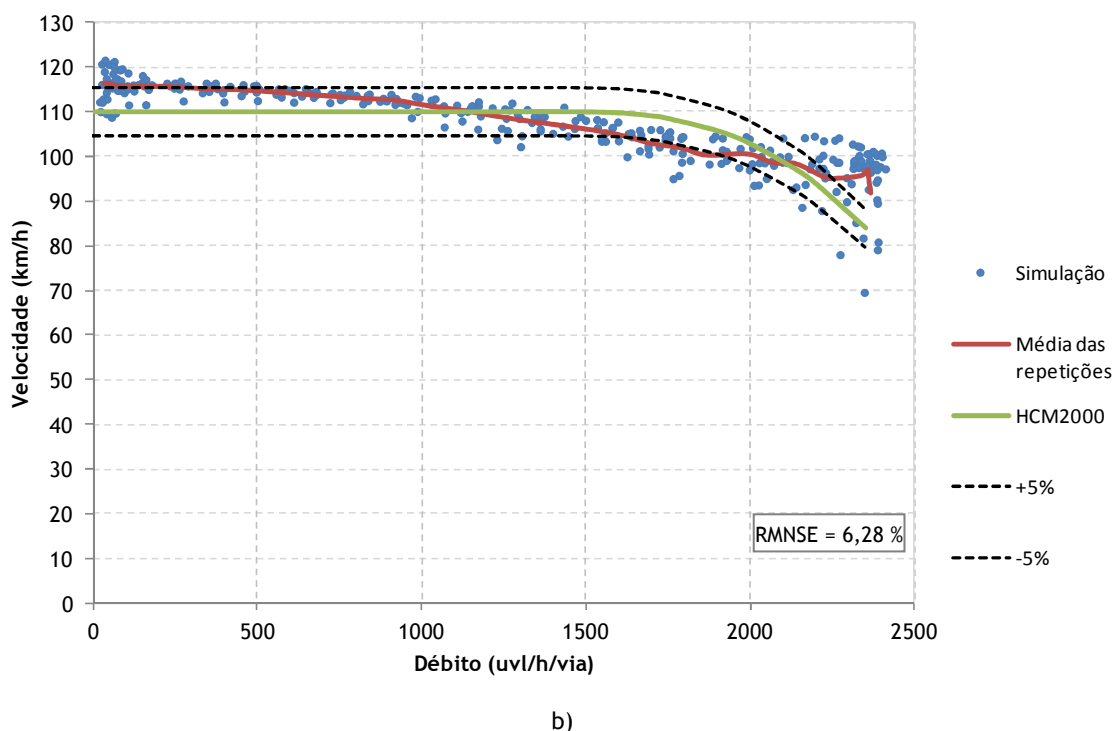


Figura 7.3 - Relações velocidade-débito obtidas pelos simuladores: a) AIMSUN; b) VISSIM.

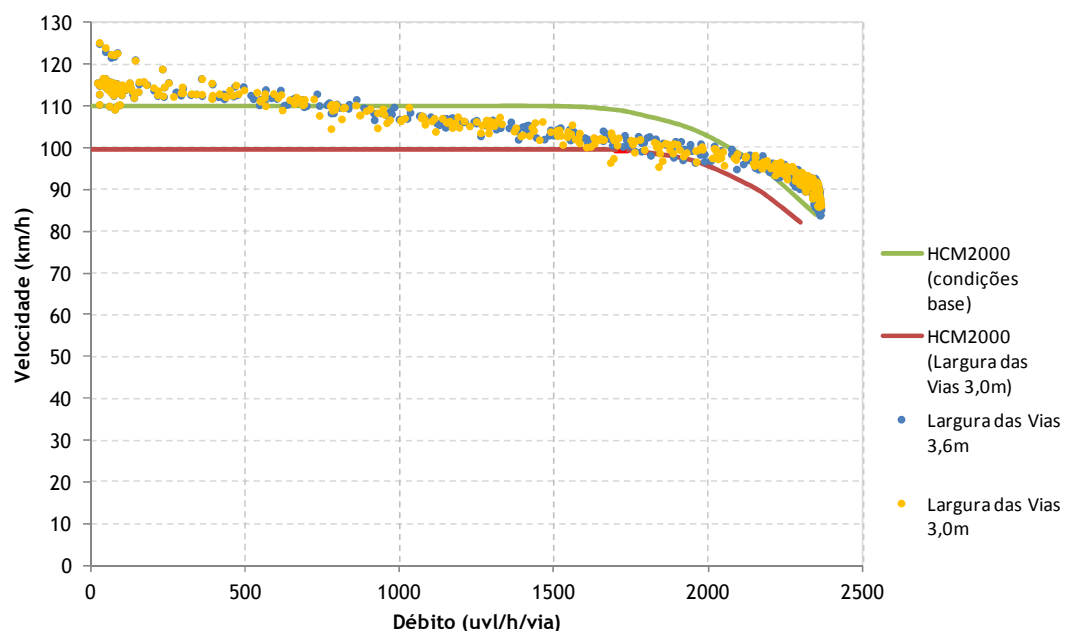
Como se pode constatar o comportamento das relações simuladas é algo diferente do da proposta do HCM 2000. Este facto tem duas explicações principais. A primeira, relativa à relação do HCM 2000, prende-se com a circunstância de esta ser uma curva estimada por técnicas de regressão a partir de dados recolhidos na rede norte-americana, constituindo ela mesma um modelo da realidade. A segunda explicação está relacionada com os simuladores. À medida que os veículos são gerados e os débitos vão aumentando na rede, também aumentam as interações entre veículos, levando a que a velocidade dos veículos comece a ser cada vez mais influenciada pelo comportamento dos restantes veículos que com eles interagem, levando a uma diminuição progressiva da velocidade média da corrente de tráfego. De notar que apesar das questões enunciadas se conseguiu uma aproximação aceitável entre a curva correspondente à média das repetições e a curva definida no HCM 2000, como ficou patente nos valores do RMNSE, bem inferiores ao limite considerado de 15%.

7.3.2. Influência da Largura das Vias

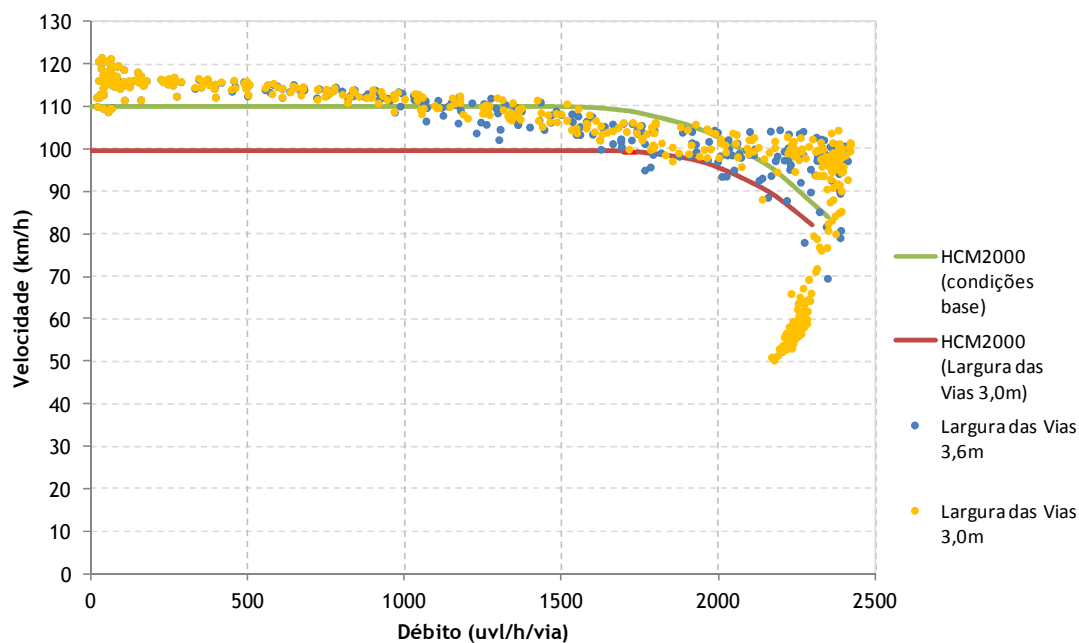
A largura das vias tem no HCM 2000 uma influência que se traduz na diminuição da velocidade em regime livre. A diminuição dessa largura do valor de 3,6 m, definido nas condições base, para 3,0 m origina uma redução de 10,6 km/h na velocidade em regime livre (como se pode comprovar da análise do Quadro 4.3 apresentado no Capítulo 4), o que significa que a relação

fundamental também ela vai ser alterada.

Para se estudar o efeito deste parâmetro, a pista experimental foi modelada alterando a largura das vias de 3,6 m para os 3,0 m. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 7.4.



a)



b)

Figura 7.4 - Influência da largura das vias: a) AIMSUN; b) VISSIM.

Os resultados obtidos mostram claramente que a largura das vias não influencia o comportamento das correntes de tráfego simuladas. Aliás o próprio manual do simulador VISSIM

(PTV, 2008) refere que a introdução da largura das vias no modelo, apenas tem como objetivo a representação gráfica das vias, não sendo considerado na modelação. No entanto, convém desde já referir que apesar do efeito da diminuição da largura das vias não ser considerado diretamente nas simulações, o mesmo pode ser modelado de forma indireta através da modificação de outros parâmetros de modelação, como é o caso da velocidade desejada.

7.3.3. Influência da Desobstrução Lateral na Berma Direita

A desobstrução lateral na berma direita é outro dos parâmetros que o HCM 2000 considera para a correção da velocidade em regime livre. As condições base impõem que esta desobstrução ocorra numa largura que deverá ser maior ou igual a 1,8 m. A não existência de desobstrução lateral significa, à luz da metodologia do HCM 2000, uma redução de 5,8 km/h na velocidade em regime livre (ver Quadro 4.4 no Capítulo 4).

No que toca a este parâmetro, apenas é possível tentar modelar o seu efeito no simulador AIMSUN, uma vez que o simulador VISSIM não considera a possibilidade de codificar bermas. Figura 7.5 ilustra os resultados atingidos quando se eliminou a berma direita no simulador AIMSUN.

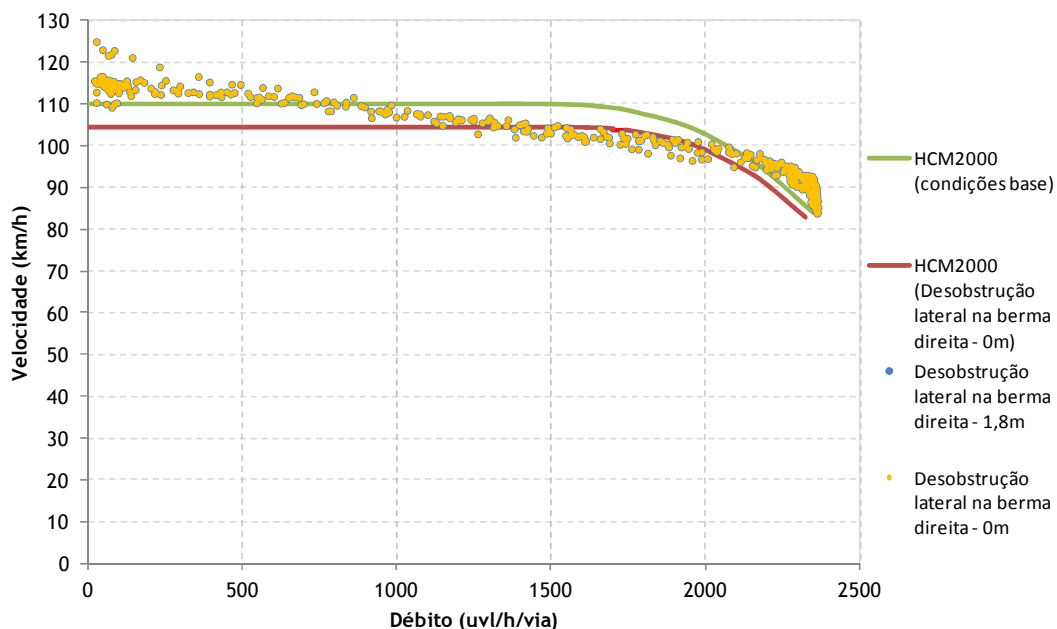


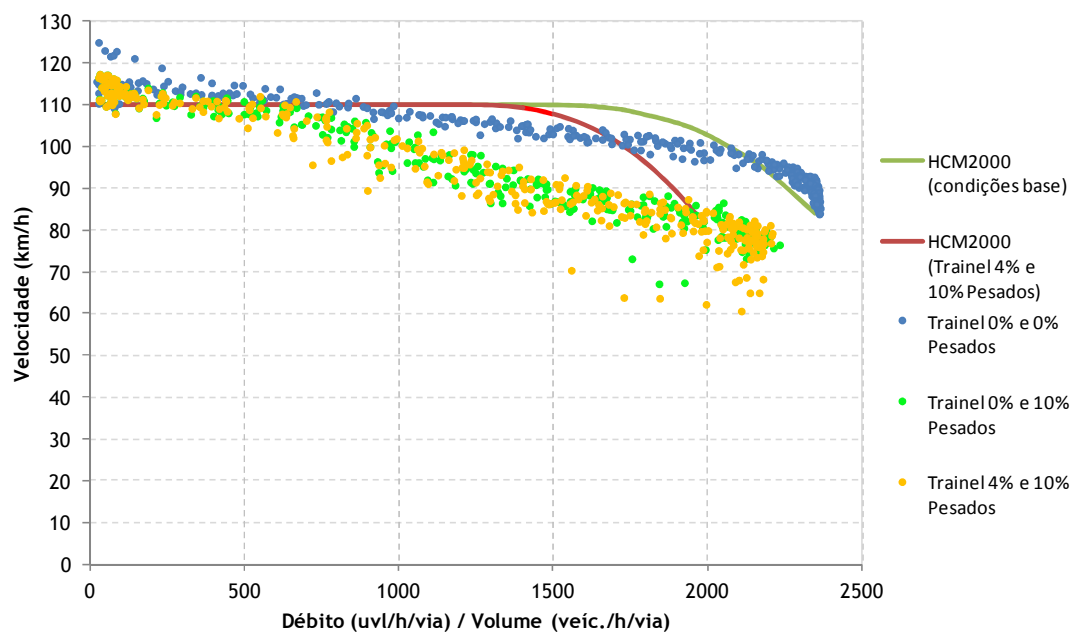
Figura 7.5 - Influência da desobstrução lateral na berma direita no simulador AIMSUN

Analisando a Figura 7.5 verifica-se que a desobstrução lateral não tem qualquer

influência no comportamento da relação velocidade-débito anteriormente obtida.

7.3.4. Influência da Composição do Tráfego e da Inclinação dos Traineis.

O último fator estudado neste trabalho foi a presença de veículos pesados na corrente de tráfego. O efeito destes veículos é conseguido através de fatores de equivalência em veículos ligeiros de passageiros, com o intuito de homogeneizar a corrente de tráfego. Estes fatores de equivalência dependem do tipo de terreno, ou da inclinação e extensão dos traineis quando se justifique a sua análise individualmente. Para modelar este efeito foi considerado um trainel com uma inclinação de 4 % e extensão de 2500 m. Segundo o HCM 2000 o fator de equivalência de pesados para um trainel com estas características é igual a 3,0, o que significa que a relação fundamental passa a ser a indicada na Figura 7.6. Nessa Figura mostram-se ainda os resultados das simulações efetuadas considerando o trainel acima referido e uma percentagem de pesados igual a 10%, bem como as realizadas admitindo 10% de pesados e terreno plano.



a)

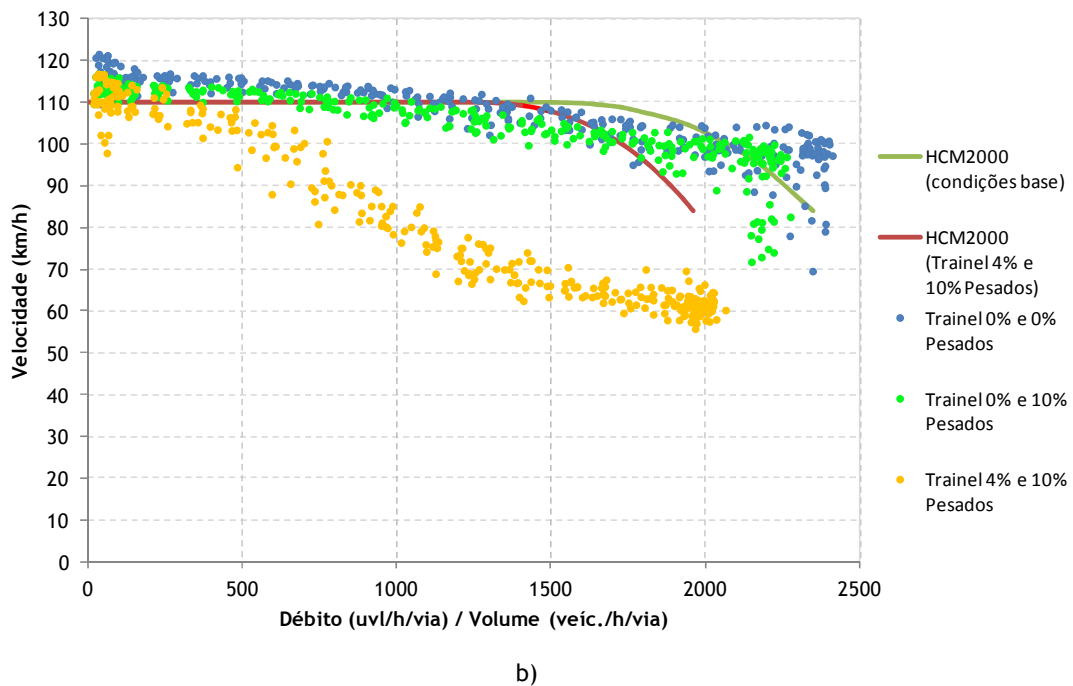


Figura 7.6 - Influência da composição do tráfego e da inclinação dos traineis: a) AIMSUN; b) VISSIM.

Da análise dos resultados patentes na Figura 7.6 é possível verificar que no simulador AIMSUN a influência dos veículos pesados no desempenho da corrente de tráfego é passível de modelação, porém o efeito da inclinação dos traineis e da consequente redução da velocidade dos veículos pesados não se encontra devidamente representado, uma vez que os resultados são muito semelhantes aos obtidos para o caso do trainel sem inclinação longitudinal. A explicação pode residir nos modelos de comportamento, designadamente o modelo de seguimento que não consegue reproduzir convenientemente este fenómeno.

Quanto ao simulador VISSIM, este consegue representar os dois fenómenos, sendo que comparativamente com o AIMSUN a redução da velocidade e de capacidade foi inferior aos valores atingidos através desse simulador. A justificação pode residir na forma como são definidas as velocidades desejadas para os diferentes tipos de veículos. Relativamente à influência da inclinação dos traineis, os resultados mostram claramente que no VISSIM o efeito é modelado, verificando-se que a diminuição de velocidade dos pesados quando têm de percorrer um trainel com as características consideradas tem um impacto muito significativo no comportamento da corrente de tráfego.

Um último aspeto tem de ser salientado e prende-se com a relação velocidade-débito que o HCM 2000 estabelece em função da metodologia que é preconizada. Nessa relação, o efeito da menor velocidade de circulação dos veículos pesados, que por imperativos legais é geralmente

inferior aos dos ligeiros de passageiros, deveria teoricamente fazer com que a velocidade em regime livre da corrente de tráfego baixasse em relação à considerada quando existem apenas veículos ligeiros. Ora, a metodologia do HCM 2000 não é isso que especifica, mantendo-se a velocidade em regime livre e corrigindo-se apenas os débitos através de fatores de equivalência. Este procedimento faz com que o impacto dos veículos pesados na velocidade ocorra apenas para valores elevados do débito, desprezando o efeito na velocidade média da corrente de tráfego quando os débitos são mais baixos. Porém, os resultados obtidos com a microssimulação sugerem que esse impacto pode ser significativo também para débitos mais baixos.

7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Do estudo efetuado pode-se afirmar que a utilização de simuladores microscópicos de tráfego para simular o comportamento das correntes de tráfego em autoestradas tem ainda de ser efetuada com cuidado, nomeadamente se se pretender utilizá-los como ferramenta de desenvolvimento de metodologias mais simples, uma vez que foram encontradas algumas limitações nos modelos construídos com estas ferramentas.

Verificou-se que ambos os simuladores não são completamente capazes de simular o comportamento de alguns dos fatores envolvidos na metodologia do HCM 2000, o que impossibilita a utilização destas ferramentas para o desenvolvimento de uma metodologia adaptada à realidade portuguesa. Assim, torna-se assim fundamental incorporar algumas funcionalidades nos simuladores por forma a serem ultrapassadas as limitações encontradas. Estas podem ser efetuadas através da inclusão de sub-rotinas que modelem diretamente o efeito desses parâmetros. Por exemplo, no caso dos traineis, a incorporação de modelos que incluam as equações da tração, pode ser um caminho a seguir, uma vez que irá impor uma velocidade máxima possível devido à limitação física a que os veículos estão sujeitos quando circulam nesses elementos.

CAPÍTULO 8

Conclusões e
Perspetivas Futuras

8. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

8.1 CONCLUSÕES

Com a realização deste trabalho procurou-se dar um contributo no sentido de criar as bases de desenvolvimento de uma metodologia de análise do desempenho do escoamento de tráfego em autoestradas em Portugal.

Relativamente aos objetivos definidos pode dizer-se que os simuladores microscópicos de tráfego utilizados são capazes de simular o comportamento do tráfego numa autoestrada, porém, ficou patente que os mesmos apresentam algumas limitações. As restrições identificadas não permitem que estes possam ser utilizados para a adequação da metodologia do HCM para a análise do desempenho em secções correntes de autoestradas à realidade portuguesa, visto ter-se concluído que são incapazes de simular o efeito de alguns dos principais fatores envolvidos.

No que concerne aos objetivos mais específicos, foi possível identificar os parâmetros de calibração que têm maior influência no comportamento macroscópico das correntes de tráfego simuladas pelo AIMSUN e VISSIM. Por outro lado, concluiu-se que estes microssimuladores foram capazes de reproduzir relativamente bem a relação macroscópica entre débito e velocidade num caso real, no caso concreto a autoestrada A5. Em relação à relação existente no HCM 2000 essa representação é mais difícil.

Um outro aspeto estudado foi o da capacidade da metodologia do HCM 2000 em representar o comportamento do tráfego em secções correntes de autoestradas em Portugal. A análise dos dados recolhidos na autoestrada A5, apesar de escassos e de apresentarem várias limitações, sugerem que as relações fundamentais propostas no HCM 2000 podem não ser adequadas à realidade portuguesa. O estudo realizado mostra que, por exemplo, os valores da capacidade propostos no HCM 2000 são cerca de 20 % superiores aos observados na autoestrada A5. Isto, como é sabido, tem uma influência muito significativa na fase de planeamento de qualquer infraestrutura deste tipo, pois é o que define o número de vias de tráfego, logo o perfil transversal, que a autoestrada deve possuir. No entanto, esta questão carece de confirmação com dados de outras autoestradas portuguesas (preferencialmente autoestradas com perfil 2x2).

A partir dos resultados deste trabalho pode-se afirmar que a utilização de simuladores microscópicos de tráfego para simular o comportamento das correntes de tráfego em autoestradas tem ainda de ser efetuada com cuidado, nomeadamente se se pretender utilizá-los como ferramenta de desenvolvimento de metodologias mais simples, uma vez que foram encontradas algumas limitações nos modelos construídos com estas ferramentas.

Apesar de ter sido possível construir dois modelos de microssimulação capazes de reproduzir de forma aceitável o comportamento macroscópico do tráfego numa autoestrada portuguesa, a análise desses resultados permitiu concluir que existem limitações na representação do comportamento dos veículos quando estes circulam, por exemplo, em traineis com inclinações significativas. A análise posterior a alguns dos parâmetros envolvidos na metodologia do HCM 2000 veio confirmar essas limitações e realçar outras, como por exemplo, a influência das larguras das vias e da desobstrução lateral.

Torna-se assim fundamental incorporar algumas funcionalidades nos simuladores por forma a serem ultrapassadas as limitações encontradas. Estas podem ser efetuadas através da inclusão de subrotinas que modelem diretamente o efeito desses parâmetros. Por exemplo, no caso dos traineis, é fundamental desenvolver e incorporar uma relação que represente a variação da aceleração, e consequentemente da velocidade, com a inclinação dos traineis para os vários tipos de veículos, de modo a ser possível uma representação mais realista das suas velocidades nestes elementos. No caso da influência das larguras, a utilização de um simulador de condução pode ser uma importante ferramenta auxiliar no sentido de quantificar essa influência para os condutores e tipo de autoestradas nacionais. Tal permitirá essa quantificação em função da largura das vias e bermas que posteriormente poderá ser incorporada nos simuladores microscópicos de tráfego.

No entanto, e apesar de todas as limitações, a modelação da autoestrada A5 com os simuladores microscópicos de tráfego AIMSUM e VISSIM permitiu demonstrar que estas ferramentas são extremamente úteis na análise de situações complexas (como é o caso de um troço extenso de autoestrada), em que o recurso a outras metodologias é de difícil ou mesmo impossível aplicação. A partir de um modelo deste tipo devidamente calibrado e validado é possível analisar situações como alterações das características geométricas ou das condições de tráfego e a construção de vários cenários alternativos, que possibilitam aos decisores uma escolha mais adequada das soluções a implementar.

Relativamente à possibilidade de utilizar os microssimuladores de tráfego para

desenvolver uma metodologia que possibilite a adaptação da metodologia preconizada no HCM na sua edição de 2000 à realidade portuguesa, ficou patente que ainda existe caminho a percorrer. Porém, com o desenvolvimento de um simulador mais específico concebido com esse objetivo e com o estudo mais aprofundado das condições de circulação nas autoestradas portuguesas, será possível o desenvolvimento dessa metodologia a médio prazo. Esse simulador deverá ser capaz de modelar o efeito dos parâmetros intervenientes na metodologia do HCM 2000 (ou do HCM 2010 onde se justificar) de modo a que seja possível a obtenção de valores adaptados às realidades para as quais o simulador deverá ser devidamente calibrado e validado. O caminho para a persecução desse objetivo obrigará a uma recolha de dados de campo (por exemplo, volumes, composição, velocidades, tempos de percurso, trajetórias de veículos durante os regimes de seguimento e de mudança de via,...) que possibilitem, numa primeira fase, o desenvolvimento desses modelos (que idealmente deverão ser capazes de representar qualquer realidade) e, numa segunda fase, a calibração e validação dos mesmos. Assim, com o auxílio dessa ferramenta deverá ser possível a adequação da metodologia às condições nacionais, desde que o modelo de simulação com ela construído esteja devidamente calibrado e validado com dados recolhidos em autoestradas portuguesas.

8.2 PERSPETIVAS FUTURAS

Este trabalho permite ter uma boa perceção das várias questões que nesta fase se colocam e que possibilitam a abertura de toda uma linha de investigação à volta desta temática. Ficam aqui algumas linhas orientadoras sobre o que poderá ser realizado no futuro. Melhorar possibilidade de ter a informação adequada para as autoestradas portuguesas de modo a poder-se desenvolver uma metodologia de análise do desempenho adaptada à realidade nacional. Para que isto seja possível é fundamental captar a participação de entidades gestoras deste tipo de infraestruturas rodoviárias, pois estas possuem informação valiosa que tem de ser sistematizada e tratada com este objetivo mas uma vez feito pode servir de base a orientações de que essas entidades seguramente beneficiarão.

Outro aspeto importante é a incorporação da análise dos nós de ligação e dos segmentos de entrecruzamento. Elementos das autoestradas que ficaram de fora deste trabalho e cujo estudo permitirá a realização de uma avaliação integrada desses elementos e dessa forma das autoestradas no seu conjunto.

Relativamente aos simuladores microscópicos de tráfego utilizados, é fundamental

procurar ultrapassar as limitações encontradas nestas ferramentas, de modo a que estes sejam capazes de realizar análises em que a influência de certos parâmetros seja obtida de forma direta. Esta possibilidade permitirá usar os simuladores para a análise de situações em fase de planeamento, ou mesmo em fase de exploração, como por exemplo para a avaliação das condições de circulação em zonas de obras. Numa primeira fase, essas limitações podem ser ultrapassadas através da incorporação de subrotinas que terão de ser desenvolvidas para que o efeito dos parâmetros relevantes seja modelado de forma explícita. Porém, como se fez notar, para que tal seja possível terá de haver trabalho a montante no sentido de avaliar a influência efetiva desses parâmetros para a realidade portuguesa. Numa segunda fase, com esses modelos devidamente calibrados e validados, deverão ser desenvolvidos esforços no sentido de adequar as metodologias do HCM preconizadas para autoestradas ao caso português.

Será muito interessante ponderar a possibilidade de construir de raiz um simulador deste tipo adequado especificamente ao estudo de autoestradas e à realidade portuguesa e com finalidade de ser utilizado como ferramenta de investigação. O objetivo seria o de incorporar modelos de comportamento dos veículos, semelhantes aos que já são usados nos simuladores microscópicos de tráfego existentes, mas também de outros aspetos já referidos como sendo essencial incorporar, designadamente de um modelo de comportamento que reflita melhor a influência dos traneis. Também o desenvolvimento e inclusão de subrotinas que modelem o efeito da variação da largura das vias de tráfego e das bermas, é sem dúvida um aspeto a desenvolver e estudar. Para o efeito, como já referido, a utilização de um simulador de condução pode ser uma importante ferramenta de trabalho.

Esse simulador deverá ser capaz de representar o comportamento das correntes de tráfego, quer em situações correntes, quer em situações não correntes, como o são as zonas de obras ou de trabalhos temporários.

Paralelamente, devem ser encetados esforços no sentido de tentar incluir essas funcionalidades nos simuladores existentes no mercado, pois será a via mais rápida para a consecução desse objetivo.

Ao nível dos modelos de simulação que foram construídos durante este trabalho, também aqui podem ser desenvolvidos esforços no sentido de os melhorar. Como mencionado no final no capítulo 6, estes podem ser refinados com a incorporação de dados iniciais de melhor qualidade (quer geométricos, quer de tráfego), que permitirão melhorar a sua representatividade. Tal, permitiria usar este caso de estudo no desenvolvimento das ferramentas

referidas acima, que pretendem ultrapassar as limitações identificadas.

Um último aspeto que é transversal à utilização de modelos de simulação microscópica de tráfego é o da sua calibração e validação. Neste ponto seria muito útil o desenvolvimento de uma metodologia que automatize estes processos, de modo a otimizar as soluções e tornar estes procedimentos mais rápidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdulhai, B., Sheu, J.-B., & Recker, W., (1999). *Simulation of ITS on the Irvine FOT area using 'Paramics 1.5' scalable microscopic traffic simulator: Phase I: model calibration and validation*. California PATH Research Report, UCB-ITS-PRR- 99-12, 1999.
- Adebisi, O., & Sama, G. N. (1989). Influence of stopped delay on driver gap acceptance behaviour. *ASCE Journal of Transportation Engineers*, 115, 305-315.
- Ahmed, K. I. (1999). *Modelling drivers' acceleration and lane-changing behaviours*. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, MIT, Cambridge, MA.
- Ahmed, K. I., Ben-Akiva, M., Koutsopoulos, H. N., & Mishalani, R. G. (1996). *Models of freeway lane changing and gap acceptance behavior*, in: J. B. Lesort (Ed.) *Proceedings of the 13th International Symposium on the Theory of Traffic Flow and Transportation*, pp. 501-515 (New York, NY: Pergamon).
- Alexopoulos, C., & Seila, A. (1998). Output Data Analysis. In *Handbook of Simulation: Principles, Methodology, Advances, Applications, and Practice* (J. Banks, ed.), John Wiley & Sons, New York.
- Algers, S., Bernauer, E. B., Breheret, M. L., di Taranto, C, Dougherty, M., Fox, K., & Gabard, J.-F. (2001), *SMARTTEST - Simulation Modelling Applied to Road Transport European Scheme Tests*, SMARTTEST Project.
- Algers, S., Bernauer, E., Boero, M., Breheret, L., Di Taranto, C., Dougherty, M., Fox, K., Gabard, J.-F. (1997). *Review of micro-simulation models*. Review Report of the SMARTTEST Project, deliverable 3, 1997.
- APAS (1995). *APAS Roads 2: Assessment of Road Transport Models and System Architectures*, European Commission Directorate General for Transport.
- Aw, A., & Rascole, M. (2000). Resurrection of Second Order Models of Traffic Flow. *SIAM Journal of Applied Mathematics*, 60, 916-938.

- Aycin, M.F., & Benekohal, R. (1998). A linear acceleration car-following model development and validation. J. Lesort (Ed.), *Transportation and Traffic Theory*, 501-515. Pergamon.
- Balci, O. (1998). Verification, Validation and Testing, in: *Handbook of Simulation: Principles, Methodology, Advances, Applications and Practice*, Ed. by J. Banks, John Wiley, 1998.
- Barceló, J. (2001). *Microscopic Traffic Simulation: A tool for the Analysis and Assessment of ITS Systems*. Highway Capacity Committee, Half Year Meeting, Lake Tahoe, July 2001
- Barceló, J., & Casas, J. (2002). Dynamic Network Simulation with AIMSUN. Proceedings International Symposium on Transport Simulation, Japan, 2002.
- Barceló, J., & Casas, J.(2004). *Methodological notes on the calibration and validation of Microscopic Traffic Simulation Models*. Proceedings of the 83 rd Transportation Research Board annual meeting, Janeiro de 2004, Washington D.C.
- Barceló, J., Codina, E., Casas, J., Ferrer, J. L., & Garcia, D. (2005). Microscopic traffic simulation: A tool for the design, analysis and evaluation of intelligent transport systems. *Journal of Intelligent and Robotic Systems*, 41(2-3), 173-203.
- Barceló, J., Ferrer, J.L., García, D., Florian, M. & Le Saux, E. (1996). *The Parallelization of AIMSUN2 Microscopic Simulator for ITS Applications*. The 3rd Annual World Congress on Intelligent Transport Systems, Florida, USA.
- Bellemans, T., De Schutter, B., & De Moor, B. (2002). Models for Traffic Control. *Journal A*, vol. 43, no. 3-4, pp. 13-22, 2002.
- Ben-Akiva M., Choudhury C. & Toledo, T. (2006). *Lane-changing Models*. 2nd International Symposium of Transport Simulation, Lausanne, September 2006.
- Ben-Akiva, M.E., Darda, D., Jha, M., Koutsopoulos, H.N., & Toledo, T. (2004). *Calibration of microscopic traffic simulation models with aggregate data*. In: Proceedings of the 83rd TRB Annual Meeting, Washington, DC
- Benekohal, R., & Treiterer, J. (1988). Carsim: car-following model for simulation of traffic in normal and stop-and-go conditions, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1194, 99-111.

- Bloomberg, L., & Dale, J. (2000). *A Comparison of the VISSIM and CORSIM Traffic Simulation Models*. Institute of Transportation Engineers Annual Meeting, Agosto de 2000.
- Bourrel, E., & Lesort, J.-B. (2003). *Mixing Micro and Macro Representations of Traffic Flow: a Hybrid Model Based on the LWR Theory*. Transportation Research Board, Washington DC.
- Brackstone, M., & McDonald, M. (1999). Car-following: a historical review. *Transportation Research Part F: Traffic Psychology and Behaviour*, 2(4): 181-196.
- Brambila, L. M. (2008). *Simulação Microscópica Distribuída de Tráfego*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Elétrica, Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitoria
- Brilon, W. (Ed.) (1988). *Intersections Without Traffic Signals I*. Springer, New York, NY.
- Brilon, W. (Ed.) (1991). *Intersections Without Traffic Signals II*. Springer, New York, NY.
- Brockfeld, E., Kühne, R.D., & Wagner, P. (2005). *Calibration and validation of microscopic traffic flow models*. In: Proceedings of the 84th TRB Annual Meeting, Washington, DC.
- Burghout, W. (2004). *Hybrid Microscopic-Mesoscopic Traffic Simulation*. Department of Infrastructure. Stockholm, Royal Institute of Technology.
- Burghout, W., & Koutsopoulos, H. N. (2006). *Hybrid Traffic Simulation Models: Vehicle Loading at Meso-micro Boundaries*. International Symposium of Transport Simulation, Lausanne, 2006, CTR2006:06.
- Burghout, W., Koutsopoulos, H., & Andreasson, I. (2005). Hybrid mesoscopic-microscopic traffic simulation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1934, 218-225.
- Carsten, O. M., & Tate, F. N. (2005). Intelligent speed adaptation: accident savings and cost-benefit analysis. *Accident Analysis & Prevention*, 37(3), 407-416.
- Casas, J., Ferrer, J. L., Garcia, D., Perarnau, J., & Torday, A. (2010). Traffic simulation with AIMSUN. In *Fundamentals of Traffic Simulation* (173-232). Springer New York.

- Chandler, R., Herman, R., & Montroll, E. W. (1958). Traffic dynamics: studies in car following. *Operations Research*, 6, 165-184.
- Chitturi, M. V. (2007). *Methodology for Development of Delay-based Passenger Car Equivalent of Heavy Vehicles in Work Zones*. PhD Thesis in Civil Engineering, Graduate College of the University of Illinois, Urbana-Champaign.
- Chu, L., Liu, H.X., Oh, J.S., & Recker, W. (2004). *A calibration procedure for microscopic traffic simulation*. In: Proceedings of the 83rd TRB Annual Meeting, Washington, DC.
- Clark, J., & Daigle, G. (1997). *The importance of simulation techniques in ITS research and analysis*. Proceedings of the 29th conference on Winter simulation. Atlanta, Georgia, United States, IEEE Computer Society: 1236-1243.
- Costa, A.H.P., & Macedo, J.M.G. (2008). *Níveis de Serviço em Estradas e Autoestradas*. In: Manual de Planeamento de Acessibilidades e da Gestão Viária, Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.
- Daganzo, C. F. (1981). Estimation of gap-acceptance parameters within and across the population from direct roadside observation. *Transportation Research Part B*, 15, 1-15.
- Dantzig, J.A., & Trucker, C.L. (2001). *Modelling in Materials Processing*. Cambridge University Press.
- Dantzig, J.A., & Trucker, C.L., (2001). *Modelling in Materials Processing*. Cambridge University Press.
- Declaração de retificação nº 19-D/98 de 31 de outubro. Diário da República n.º 252 — I Série-A. Presidência do Conselho de Ministros. Lisboa.
- Decreto-Lei nº 222/98 de 17 de julho. Diário da República n.º 163 — I Série-A. Ministério do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território. Lisboa.
- Decreto-Lei nº 182/2003 de 16 de agosto. Diário da República n.º 188 — I Série-A. Ministério das Obras Públicas, Transportes e Habitação. Lisboa.
- Dowling, R., Holland, J., & Huang, A., (2002). *Guidelines for applying traffic microsimulation modeling software*. Final report to California Department of Transportation, Sacramento.

- Dowling, R., Skabardonis, A., Halkias, J., McHale, G., & Zammit, G. (2004). Guidelines for Calibration of Microsimulation Models: Framework and Applications. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1876(1), 1-9.
- Drew, D. R., LaMotte, L. R., Buhr, J. H. & Wattleworth, J. A. (1967). Gap acceptance in the freeway merging process. *Highway Research Record*, 208, 1-36.
- Drew, D.R., (1986). *Traffic Flow Theory and Control*, McGraw-Hill.
- Edie, L. C. (1961). Car-Following and Steady-State Theory for Noncongested Traffic. *Operations Research*, 9(1), 66-76.
- Egami, C. Y., Setti, J. R., & Rillet, L. R. (2004). Algoritmo genético para calibração automática de um simulador de tráfego em rodovias de pista simples. *Revista Transportes*, Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, Vol. XII(2), 5-14.
- Espie, S., Gattuso, D., & Galante, F. (2006). *A Hybrid Traffic Model Coupling Macro and Behavioural Micro Simulation*. 85th Meeting of Transportation Research Board CD-ROM, Washington DC.
- EU (2011). European Union. *EU transport in figures 2011*. Publications Office of the European Union, Luxembourg.
- Fausett L. (1994). *Fundamentals of Neural Networks*. Prentice-Hall, 1994.
- Fellendorf, M., & Vortisch, P. (2010). Microscopic traffic flow simulator VISSIM. In *Fundamentals of Traffic Simulation* (63-93). Springer New York.
- FHWA (2004a). Federal Highway Administration. Alexiadis, V., Jeannotte, K., & Chandra, A. *Traffic Analysis Toolbox Volume I: Traffic Analysis Tools Primer*. Lindeley, J (Ed.), FHWA-HRT-04-038, Washington D.C., Junho de 2004.
- FHWA (2004b). Federal Highway Administration. Dowling, R., Skabardonis, A., & Alexiadis, V. *Traffic Analysis Toolbox Volume III: Guidelines for Applying Traffic Microsimulation Modeling Software*. Lindeley, J (Ed.), FHWA-HRT-04-040, Washington D.C., Junho de 2004.

- FHWA (2006). Federal Highway Administration. *CORSIM User's Manual, Version 6.0*. FHWA Office of Operations Research, Development and Technology, Federal Highway Administration, McLean, Virginia
- FHWA (2007). Federal Highway Administration. *Traffic Analysis Toolbox Volume IV: Guidelines for Applying CORSIM Microsimulation Modeling Software*. FHWA, U.S Department of Transportation, January 2007.
- Figueiredo, L. M. B. (2005). *Sistemas Inteligentes de Transportes*. Dissertação de Doutorado em Engenharia Eletrotécnica e de Computadores, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Fishman, G. S. (1978). *Principles of Discrete Event Simulation*. John Wiley & Sons, New York.
- Forbes, T. W., Zagorski, H. J., Holshouser, E. L., & Deterline, W. A. (1958). *Measurement of Driver Reaction to Tunnel Conditions*. In Proceedings of Highway Research Board, 345-357.
- Garber, N. J., & Hoel, L. A. (2010). *Traffic and Highway Engineering, Fourth Edition, SI*. Cengage Learning. Stamford. U.S.A.
- Gazis, D., Herman, R., & Potts, B., (1959). Car-following theory of steady-state traffic flow. *Operations Research*, 7(4), 449-505.
- Gazis, D., Herman, R., & Rothery, R., (1961). Nonlinear follow-the-leader models of traffic flow. *Operations Research*, 9(4), 545-567.
- Gerlough, D. & Huber, M., (1975). *Traffic flow theory. A monograph*. TRB Special Report 165, Washington.
- Gipps, P. G. (1981). A Behavioural Car-Following Model for Computer Simulation. *Transportation Research Part B: Methodological*, 15(2): 105-111.
- Gipps, P. G. (1986a). A Model for the Structure of Lane-Changing Decisions. *Transportation Research Part B*, 20, 403-414.
- Gipps, P. G. (1986b). MULTSIM: a model for simulating vehicular traffic on multilane arterial roads, *Math Computation Simulation*, 28, 291-295.

- Grumert, E., & Tapani, A. (2012). Impacts of a Cooperative Variable Speed Limit System. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 43(0), 595-606. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.04.133>.
- Habtemichael, F. & Picado-Santos, L. (2012). The Need for Transition from Macroscopic to Microscopic Traffic Management Schemes to Improve Safety and Mobility. *Procedia of Social and Behavioral Science*, 48, 3018-3029.
- Habtemichael, F. & Picado-Santos, L. (2013a). The Impact of High-Risk Drivers and Benefits of Limiting Their Driving Degree of Freedom. *Accident Analysis and Prevention*. DOI information: 10.1016/j.aap.2013.05.013.
- Habtemichael, F. & Picado-Santos, L. (2013b). Safety and Operational Benefits of Variable Speed Limit Under Different Traffic Conditions and Driver Compliance Levels. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (accepted for publication).
- Halati, A., Lieu, H. & Walker, S. (1997). *CORSIM—corridor traffic simulation model*. in: Proceedings of the Traffic Congestion and Traffic Safety in the 21st Century Conference, 570-576.
- Hamed, M. M., Ease, S. M., & Batayneh, R. R. (1997). Disaggregate gap-acceptance model for unsignalized T-intersections. *ASCE Journal of Transportation Engineering*, 123, 36-42.
- Helbing, D. (1997). Modeling multilane traffic flow with queuing effects. *Physica A: Statistical and Theoretical Physics*, 242(1-2): 175-194.
- Helbing, D., & Treiber, M., (1998). Congested Traffic States in Empirical Observations and Microscopic Simulations. *Journal de Physique I*, Letter 81.
- Helbing, D., (1996). Derivation and empirical validation of a refined traffic flow model. *Physica A*, 233, 253-282.
- Hellinga, B., & Mandelzys, M. (2011). Impact of Driver Compliance on the Safety and Operational Impacts of Freeway Variable Speed Limit Systems. *Journal of Transportation Engineering*, 137(4), 260-268. doi: doi:10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000214.
- Hensher, D. A., & Button, K. (2000). *Handbook of Transport Modelling*, Pergamon

- Herman, R., & Potts, R. B. (1959). *Single Lane Traffic Theory and Experiment*. In Proceedings of the Symposium on Theory of Traffic Flow, Research Labs, General Motors (pp. 147±157). New York: Elsevier.
- Herman, R., & Weiss, G. H. (1961). Comments on the highway crossing problem. *Operations Research*, 9, 838-840.
- Herman, R., Montroll, E. W., Potts, R. & Rothery, R. W. (1959). Traffic dynamics: Analysis of stability in car-following. *Operations Research*, 7, 86-106.
- Hidas, P. (1998). A car following model for urban traffic simulation. *Traffic Engineering and Control*, 39(5), 300-309.
- Hidas, P. (2002). Modelling lane changing and merging in microscopic traffic simulation. *Transportation Research Part C*, 10, 351-371.
- Hidas, P. (2005). Modelling vehicle interactions in microscopic simulation of merging and weaving. *Transportation Research Part C*, 13, pp. 37-62.
- Hidas, P., & Behbahanizadeh, K. (1999). *Microscopic simulation of lane changing under incident conditions*. in: Proceedings of the 14th International Symposium on the Theory of Traffic Flow and Transportation, abbreviated presentation sessions, 53-69.
- HMSO - Her Majesty's Stationery Office (1996). *Traffic Appraisal Manual, Design Manual for Roads and Bridges, Traffic appraisal of road schemes*, Vol. 12, Section 1, Part 1.
- HMSO - Her Majesty's Stationery Office (1996). *Traffic Appraisal in Urban Areas, Design Manual for Roads and Bridges, Traffic appraisal of road schemes*, Vol. 12, Section 2, Part 1.
- Hoefs, D. H. (1972). *Entwicklung einer Messmethode über den Bewegungsablauf des Kolonnenverkehrs*. Universität (TH) Karlsruhe, Germany.
- Hollander, Y. & Liu, R. (2008). The principles of calibrating traffic microsimulation models. *Transportation*, 35(3), 347-362.
- Hoogendoorn, S., & P. Bovy (2001). *State-of-the-art of Vehicular Traffic Flow Modelling, Special Issue on Road Traffic Modelling and Control of the Journal of Systems and Control Engineering*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers - Part 1.

- Hourdakis, J., Michalopoulos, P.G., & Kottommannil, J. (2003). Practical procedure for calibrating microscopic traffic simulation models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1852, 130-139.
- Hoyer, R., & Fellendorf, M. (1997). *Parametrization of microscopic Traffic Flow Models through Image Processing*. Proceedings of 8th. IFAC Conference, June 1997.
- IEEE (1991). Institute of Electrical and Electronics Engineers. *IEEE Standard Computer Dictionary: A Compilation of IEEE Standard Computer Glossaries*. New York, NY: IEEE, 1991.
- INIR (2009). Instituto de Infraestruturas Rodoviárias. *Relatório de Tráfego na Rede Nacional de Auto-Estradas 2008*. Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, Lisboa.
- INIR (2010). Instituto de Infraestruturas Rodoviárias. *Relatório de Tráfego na Rede Nacional de Auto-Estradas 2009*. Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, Lisboa.
- INIR (2011). Instituto de Infraestruturas Rodoviárias. *Relatório de Tráfego na Rede Nacional de Auto-Estradas 2010*. Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, Lisboa.
- INIR (2012a). Instituto de Infraestruturas Rodoviárias. *Relatório de Tráfego na Rede Nacional de Auto-Estradas 2011*. Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, Lisboa.
- INIR (2012b). Instituto de Infraestruturas Rodoviárias. *Relatório de Tráfego na Rede Nacional de Auto-Estradas 2012 - 3.º Trimestre*. Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, Lisboa.
- JAE (1990). Junta Autónoma das Estradas. *Norma de Interseções - P5/90* - Junta Autónoma de Estradas, Almada.
- JAE (1994). Junta Autónoma das Estradas. *Norma de Traçado - P3/94* - Junta Autónoma de Estradas, Almada.
- Jepsen, M. (1998). *On the Speed-Flow Relationships in Road Traffic: A Model of Driver Behaviour*. Proceedings of the Third International Symposium on Highway Capacity, 297-319, Copenhagen, Denmark.
- Kerner, B. S., & Konhauser, P. (1993). Cluster Effect in Initially Homogeneous Traffic Flow. *Physical Review E*, 48, 2335-2338.

- Kim, K. O., & Rilett, L. R. (2004). *A genetic algorithm based approach to traffic micro-simulation calibration using ITS data*. In: Proceedings of the 83rd TRB Annual Meeting, Washington, DC.
- Kim, S. J., Kim, W., & Rilett, L. R. (2005). *Calibration of micro-simulation models using non-parametric statistical techniques*. In: Proceedings of the 84rd TRB Annual Meeting, Washington, DC.
- Kim, T., Lovell, D. J. & Park, Y. (2003). *Limitations of previous models on car-following behavior and research needs*. 82nd TRB Annual Meeting, Washington, D.C.
- Kita, H. (1993). *Effect of merging lane length on the merging behaviour at expressway on-ramps*. in: C. F. Daganzo (Ed.) Proceedings of the 12th International Symposium on the Theory of Traffic Flow and Transportation, 37-51 (New York: Elsevier).
- Kittelson, W. K. (2000). *Historical overview of the committee on highway capacity and quality of service*. In Transportation Research Board-TRB, National Research Council-Transportation Research Circular E-C018: 4th International Symposium on Highway Capacity, Maui, Hawaii.
- Kometani, E., & Sasaki, T. (1959). *Dynamic behaviour of traffic with a nonlinear spacing-speed relationship*. In Proceedings of the Symposium on Theory of Traffic Flow, Research Laboratories, General Motors (pp. 105-119). New York: Elsevier
- KSC (1996). Kaman Sciences Corporation. *A compendium of traffic model validation documentation and recommendations*. FHWA - US Department of Transportation.
- Law, A. M., & Kelton, W.D. (1991). *Simulation Modeling and Analysis*. McGraw-Hill, 1991.
- Law, A.M.and Kelton, W.D. (1991). *Simulation Modeling and Analysis*. McGraw-Hill, 1991.
- Lee, D.; Yang, X.& Chandrasekar, P., (2001). *Parameter calibration for PARAMICS using Genetic Algorithm*. 80th Annual Meeting Preprint CD-ROM, Transportation Research Board, January 7-11, 2001, Washington, D.C.
- Lei nº 98/99 de 26 de Julho. Diário da República n.º 172 — I Série-A. Assembleia da República. Lisboa.

- Leutzbach, W. (1988). *An introduction to the theory of traffic flow*. Springer-Verlag, Berlin, Germany.
- Lighthill, M. J., & Whitham, G. (1955). On Kinematic Waves. I Flow Movement in Long Rivers. II A Theory of Traffic Flow on Long Crowded Roads. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*. Vol. 229 , 281-345.
- Ma, T., & Abdulhai, B.(2002). Genetic algorithm-based optimization approach and generic tool for calibrating traffic microscopic simulation parameters. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1800, 8-15.
- Macedo, J.M., Benta, A., & Picado-Santos, L. (2013). *Utilização da Microsimulação no Desenvolvimento de uma Metodologia de Avaliação dos Níveis de Serviço em Autoestradas*. Actas do 7º Congresso Rodoviário Português, Lisboa.
- Madanat, S. M., Cassidy, M. J., & Wang, M. H. (1993). A probabilistic model of queuing delay at stop controlled intersection approaches. *ASCE Journal of Transportation Engineering*, 120, 21-36.
- Magne, L., Rabut, S., & Gabard, J.-F. (2000). *Towards an Hybrid Macro-micro Traffic Simulation Model*. INFORMS, Salt Lake City, USA.
- Mahmassani, H. S., & R. Jayakrishnan (1991). System performance and user response under real-time information in a congested traffic corridor. *Transportation Research Part A: General*, 25(5): 293-307
- Mahmassani, H., & Sheffi, Y. (1981). Using gap sequences to estimate gap acceptance functions. *Transportation Research Part B*, 15, 143-148.
- Mahmassani, H., Hu, T-Y., Peeta, S., & Ziliaskopoulos, A. (1994). *Development and testing of dynamic traffic assignment and simulation procedures for ATIS/ATMS applications*. Report DTFH61-90-R-00074-FG, Federal Highway Administration, McLean, Virginia.
- Mahmassani, H.S. and Jayakrishnan, R. (1990). *Dynamic Simulation-Assignment Methodology to Evaluate In-Vehicle Information Strategies in Urban Traffic Networks*. Proceeding of Winter Simulation Conference, New Orleans, LA, pp. 763-769.

- Maia, F. (2007). *Calibração e Validação de Modelos de Meso e Microsimulação do Tráfego para a avaliação de Intervenções Tático-Operacionais na Malha Viária Urbana*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.
- Mammar, S., Lebaque, J.-P., & Haj-Salem, H. (2006). *A Hybrid Model Based on a Second Order Traffic Model*. 85th Meeting of Transportation Research Board CD-ROM, Washington DC.
- Manstetten D., Krautter W., Schwab T. (1998). *Traffic simulation supporting urban control system development*. Proceedings of the 4th world conference on ITS, Seoul.
- Maré, F. L. (2011). *História das Infraestruturas Rodoviárias*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- May, A. (1990). *Traffic Flow Fundamentals*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., EUA.
- Merritt, E. (2004). *Calibration and validation of CORSIM for Swedish road traffic conditions*. In: Proceedings of the 83rd TRB Annual Meeting, Washington, DC
- Milam, R.T., & Choa, R. (2001). *Recommended Guidelines for the Calibration and Validation of Traffic Simulation Models*. In the Proceedings of the 8th TRB Conference on the Application of Transportation Planning Methods 22-26 April 2001, Corpus Christi, Texas.
- Miller, A. J. (1972). *Nine estimators of gap-acceptance parameters*. in: G. F. Newell (Ed.) Proceedings of the 5th International Symposium on the Theory of Traffic Flow, 215-235 (New York, NY: Elsevier).
- Morsink, P., Wismans L.J.J., & Dijkstra, A. (2008). *Micro-simulation for Traffic Safety Impact Assessment of Advanced Driver Assistance Systems*. ITS Europe conference June 2008.
- N. H. Gartner, C. J. Messer, & E. Ajay K. Rathi. (1992). *Traffic Flow Theory: A State of the Art Report -Revised Monograph on Traffic Flow Theory*. U.S. Department of Transportation, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1992.
- Ngoduy, D. (2006). *Macroscopic Discontinuity Modeling for Multiclass Multilane Traffic Flow Operations*. T2006/3, April 2006, TRAIL Thesis Series, The Netherlands.
- Ogata K., (1982). *Engenharia de Controle Moderno*. Prentice Hall do Brasil, ISBN 85-7054-019-1.

- Oketch, T., & Carrick, M. (2005). *Calibration and validation of a micro-simulation model in network analysis*. In: Proceedings of the 84rd TRB Annual Meeting, Washington, DC
- Olstam, J. J., & Tapani, A. (2004). *Comparison of Car-following Models*. Swedish National road and Transport Research Institute. VTI-meddelande 960A & LITH-ITN-R-2004-5, CTR2004:07
- Ortuzár, J. D., & Willumsen, L. G. (2001) *Modelling Transport* (3rd Edition). John Wiley and Sons, Chichester.
- Ozaki, H. (1993). *Reaction and anticipation in the car following behaviour*. In Proceedings of the 13th International Symposium on Traffic and Transportation Theory, 349-366.
- Park, B., & Qi, H. (2005). *Development and evaluation of simulation model calibration procedure*. In: Proceedings of the 84rd TRB Annual Meeting, Washington, DC.
- Paveri-Fontana, S.L. (1975). On Boltzmann-Like treatments for traffic flow: a critical review of the basic model and an alternative proposal for dilute traffic analysis. *Transportation Research B*, 9,225-235.
- Payne, H.J. (1971). Models of freeway traffic and control, In: Mathematical models of public systems. *Volume 1 of Simulation Councils Proc. Ser.*, ed. by: Bekey, G.A., pp, 51-60.
- Phillips, W. F. (1979). A kinetic model for traffic flow with continuum implications. *Transportation Planning and Technology*, 5(3), 131-138.
- Pipes, L. A. (1953). An Operational Analysis of Traffic Dynamics. *Journal of Applied Physics*, 24(3): 274-281.
- Pordata (2011). Pordata: Base de Dados Portugal Contemporâneo. Fundação Francisco Manuel dos Santos. Disponível em <http://www.pordata.pt/>. Consultado em 25/11/2011.
- Portugal, L.S. (2005). *Simulação de Tráfego: Conceitos e Técnicas de Modelagem*. Editora Interciência, Rio de Janeiro.
- Poschinger, A., Kates, R., & Meier, J. (2000). *The Flow of Data in Coupled Microscopic and Macroscopic Traffic Simulation Models*. World Congress on Intelligent Transportation Systems, Torino.

- Prigogine, I. (1961). A Boltzmann-like Approach to the Statistical Theory of Traffic Flow. In R. Herman (Ed.), *Theory of Traffic Flow*.
- Prigogine, I., & Andrews, F. C. (1960). A Boltzmann-like Approach for Traffic Flow. *Operations Research*, 8(6), 789-797.
- PTV (2008). *VISSIM 5.10 User manual*, PTV AG, Germany.
- Quadstone (2004). *Quadstone Paramics V5.1 Monitor User Guide*. Edinburgh, Scotland.
- Rajasakran, R. A. (2008). *AIMSUN Micro-simulation - A Practical Application: Micro-simulation of the N1 Freeway*. Proceedings of the 27th Southern African Transport Conference (SATC 2008), Pretoria, South Africa.
- Richards, P. I. (1956). Shock waves on the highway. *Operations Research*, 4(1): 42-51
- Robinson, C. (1998). *United States: HCM2000*. Proceedings of the 3rd International Symposium on Highway Capacity - Country Reports. TRB & Road Directorate, Ministry of Transport, Denmark. Copenhagen, 135-142.
- Rodrigues, J. (1996). *Aplicações da teoria de sistemas*. Ediliber editora. Coimbra.
- Roess, R. P. (2011). Speed-Flow Curves for Freeways in the 2010 HCM. *Transportation Research*, 1.
- Rouphail, M. R., & Sacks, J. (2003). *Thoughts on Traffic Models Calibration and Validation*. Workshop on Traffic Modeling, Sitges, Spain, June 2003
- Rouphail, N., & Sacks J. (2003). *Thoughts on Calibration and Validation of Traffic Models*. presented at the Traffic Models Workshop, Barcelona, Spain, June 2-4, 2003
- Saad, F., Delhomme, P., & Van-Elslande, P. (1990). *Drivers' speed regulation when negotiating intersections*. in: M. Koshi (Ed.) Proceedings of the 11th International Symposium on the Theory of Traffic Flow and Transportation, 193-212 (New York, NY: Elsevier).
- Sadek, A.W., Smith, B.L. & Demetsky, M.J. (1997). *Dynamic Traffic Assignment: A Genetic Algorithms Approach*. Transportation Research Board 76th Annual Meeting, Washington DC.

- Scariza, J.R. (2003). *Evaluation of Coordinated and Local Ramp Metering Algorithms using Microscopic Traffic Simulation*. PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Scherr, W., Adams, D., & Bauer, T. (2003). *An Integrated Model for Planning and Traffic Engineering*. Transportation Research Board April 2003 Annual Meeting, Louisiana.
- Schulze, T. & Fliess, T. (1997). *Urban traffic simulation with psycho-physical vehicle-following models*, in: Proceedings of the 1997 Winter Simulation Conference, 1222-1229.
- Setti, J. R. (2009). *Highway Capacity Manual ou Manual de Capacidade Rodoviária Brasileiro?* In: Actas do Congresso Brasileiro de Rodovias & Concessões - CBR&C 2009, Florianópolis, SC (CD-ROM), 11 p.
- Shaaban, K.S., & Radwan, E. (2005). *A calibration and validation procedure for microscopic simulation model: a case study of sim traffic arterial streets*. In: Proceedings of the 84rd TRB Annual Meeting, Washington, DC
- Shi, H., & Ziliaskopoulos, A. (2006). *A Hybrid Mesoscopic-Microscopic Traffic Simulation model: Design, Implementation and Computational Analysis*. 85th Meeting of Transportation Research Board, CD-ROM.
- SMARTTEST (1997). *SMARTTEST Project Deliverable D3*, August 1997, European Commission, 4th Framework Programme, Transport RTD Programme, Contract N°: RO-97-SC.1059.
- SMARTTEST (2000). *SMARTTEST Final Report for Publication*, ITS, University of Leeds.
- Smith, S. A. (1985). *Freeway Data Collection for Studying Vehicle Interaction, Volume 1*. Technical Report FHWA/RD-85/108, Federal Highway Administration, Office of Research, Washington D. C.
- Subramanian, H. (1996). *Estimation of Car-Following Models*. M.S. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, MIT, Cambridge, MA.
- Sukthankar, R. (1997). *Situational Awareness for Tactical Driving*. PhD thesis, Carnegie Mellon University, Pittsburgh, PA.

- Tavares, J.P. (2003). *Aplicabilidade e Robustez de Modelos de Afetação de Tráfego em Redes Urbanas*. Dissertação de Doutorado em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Theil, H. (1961). *Economic Forecasts and Policy*. North-Holland, Amsterdam, Netherlands.
- Todosiev, E.P., & Barbosa, L.C. (1964). A Proposed Model for the Driver-Vehicle System. *Traffic Engineering*, 34, 17-20.
- Toledo T., Koutsopoulos H.N., & Ben-Akiva M. (2003). Modeling integrated lane-changing behavior, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1857, 30-38.
- Toledo, T. (2002). *Integrated driving behaviour modelling*. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, MIT, Cambridge, MA.
- Toledo, T. (2007). Driving Behaviour: Models and Challenges. *Transport Reviews: A Transnational Transdisciplinary Journal*, 27(1), 65 - 84.
- Toledo, T., & Koutsopoulos, H. (2004). Statistical Validation of Traffic Simulation Models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1876, 142-150.
- Toledo, T., Koutsopoulos, H. N., & Ben-Akiva, M. (2007). Integrated driving behavior modeling. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 15(2), 96-112.
- Toledo, T., Koutsopoulos, H.N., Davol, A., Ben-Akiva, M.E., Burghout, W., Andreasson, I., Johansson, T., & Lundin, C. (2003). Calibration and validation of microscopic traffic simulation tools - Stockholm case study. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1831, 65-75.
- TRB (1992), Gartner, N., Messer, C. J., & Rathi, A. K. *Traffic Flow Theory: A State of the Art Report*. U.S. Department of Transportation, Transportation Research Board, June 1992. <http://www.tfhrc.gov/its/tft/tft.htm>.
- TRB (2000). *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 2000. (HCM 2000).

- TRB (2011). *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 2010. (HCM 2010).
- Treiterer, J., & Myers, J. A. (1974). *The hysteresis phenomenon in traffic Flow*. In Proceedings of the Sixth International Symposium on Transportation and Traffic Theory, Sydney, 13-38.
- TSS (2010). *AIMSUN 6.1 User's Manual*. Barcelona.
- Van Vliet, D.(2002). *Saturn 10.2 User Manual*. Institute for Transport Studies, University of Leeds, 2002.
- Van Vuren, T.(1996). *Saturn Verification Guidelines. Work Package 1 -Final Report*. Projeto Comunitário MUSIC.
- Vanderschuren, M. (2008). Safety improvements through Intelligent Transport Systems: A South African case study based on microscopic simulation modelling. *Accident Analysis & Prevention*, 40(2), 807-817. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2007.09.025>
- Vanderschuren, M. J. W. A. (2006). *Intelligent transport systems for South Africa: impact assessment through microscopic simulation in the South African context*. T2006/4, August 2006, TRAIL Thesis Series, The Netherlands.
- Vasconcelos, A. L. P. (2004). *Modelos de atribuição/simulação de tráfego: o impacto na qualidade dos resultados de erros no processo de modelação*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- Vilarinho, C. A. T. (2008). *Calibração de Modelos Microscópicos de Simulação de Tráfego em Redes Urbanas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- WDoT (2002). *Freeway System Operational Assessment. Technical Report I-33: Paramics Calibration & Validation guidelines*. Wisconsin Department of Transportation.
- Wei, H., Lee, J., Li, Q., & Li, C. (2000). Observation-Based Lane-Vehicle Assignment Hierarchy: Microscopic Simulation on Urban Street Network. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1710(1), 96-103.
- Weng, Y., & Wu, T. (2002). Car-following models of vehicular traffic. *Journal of Zhejiang University - Science A*, 3(4): 412-417.

- Wiedemann, R. (1974). *Simulation des Straßenverkehrsflusses*. Technical report, Institute for traffic Engineering, University of Karlsruhe, Germany.
- Yang, Q. & Koutsopoulos, H. N. (1996). A microscopic traffic simulator for evaluation of dynamic traffic management systems, *Transportation Research Part C*, 4, 113-129.
- Yang, Q. (1997). *A Simulation Laboratory for Evaluation of Dynamic Traffic Management Systems*. PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Yang, Q., & Morgan, D. (2006). *A Hybrid Traffic Simulation Model*. 85th Meeting of the Transportation Research Board CD-ROM, Washington DC.
- Zhang, H. M. (2000). Structural Properties of Solutions Arising from a Nonequilibrium Traffic Flow Theory. *Transportation Research B*, 34, 583-603.
- Zhang, Y., Owen, L. E., & Clark, J. E. (1998). Multiregime Approach for Microscopic Traffic Simulation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1644(-1): 103-115.

SÍTIOS NA INTERNET:

- <http://maps.google.pt>, consultado em 07/01/2013
- <http://ops.fhwa.dot.gov/trafficanalysisstools/corsim.htm>, consultado em 17/02/2009
- <http://web.mit.edu/its/mitsimlab.html>, consultado em 17/02/2009
- <http://www.aimsun.com>, consultado em 16/02/2009
- <http://www.brisa.pt>, consultado em 10/05/2012
- <http://www.its.leeds.ac.uk/software/dracula/index.html>, consultado em 17/02/2009
- <http://www.paramics-online.com>, consultado em 17/02/2009
- <http://www.ptvag.com>, consultado em 17/02/2009

ANEXO A

Metodologia do HCM 2000 para Segmentos
de Entrecruzamento e Ramos de Ligação

ANEXO A - METODOLOGIA DO HCM 2000 PARA SEGMENTOS DE ENTRECruzAMENTO E RAMOS DE LIGAÇÃO

Neste anexo apresenta-se de forma resumida a metodologia proposta na edição de 2000 do *Highway Capacity Manual* (HCM 2000) para a avaliação dos níveis de serviço nos outros elementos das autoestradas, designadamente os segmentos de entrecruzamento e ramos de ligação. O texto aqui apresentado é baseado no HCM 2000 e no documento em português (Costa e Macedo, 2008) elaborado com base nesse documento de referência e onde se expõem essas metodologias.

A.1 SECÇÕES DE ENTRECruzAMENTO

A.1.1 Introdução

Um entrecruzamento pode ser definido como sendo o cruzamento de duas ou mais correntes de tráfego que se deslocam no mesmo sentido ao longo de um comprimento significativo de estrada e compreende sucessivas manobras de convergência e divergência. Um segmento ou troço de entrecruzamento é formado quando uma zona de convergência é logo seguida de uma zona de divergência ou quando a um ramo de entrada se segue logo um ramo de saída encontrando-se ambos ligados por uma via auxiliar. Importa realçar que quando a um ramo de entrada se segue um ramo de saída, mas não existe uma via auxiliar a ligar ambos, os movimentos de convergência e de divergência devem ser considerados separadamente e analisados seguindo a metodologia preconizada para ramos de ligação.

O movimento dos veículos nas zonas de entrecruzamento é caracterizado por frequentes manobras de mudança de via, criando perturbação no escoamento, com a finalidade de obterem a trajetória mais adequada para a direção que desejam tomar.

Num entrecruzamento é possível distinguir dois tipos de movimentos:

- Movimentos de entrecruzamento constituídos pelo tráfego que vai cruzar com as trajetórias dos outros veículos após terem entrado no troço;

- Movimentos de não-entrecruzamento que correspondem ao tráfego que entra, percorre e deixa o troço sem cruzar a trajetória dos outros veículos.

A Figura A.1 mostra um troço de entrecruzamento simples, formado por apenas um ponto de convergência e um ponto de divergência, onde se assinalam os movimentos de entrecruzamento A-D e B-C e os movimentos de não-entrecruzamento A-C e B-D.

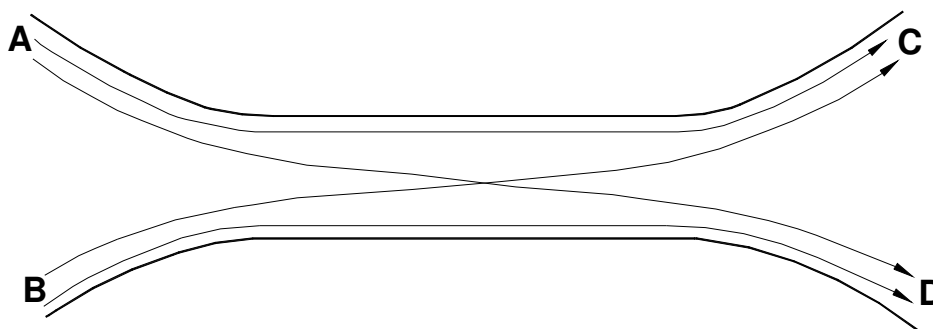


Figura A.1 - Entrecruzamento Simples (adaptado HCM 2000)

Em primeiro lugar e antes de ser exposta a metodologia de definição do nível de serviço em segmentos de entrecruzamento convém apresentar o diagrama de entrecruzamento (Figura A.2), onde são representadas as várias correntes de tráfego, e definir as variáveis que vão ser utilizadas ao longo da metodologia (Quadro A.1). De notar que a metodologia que será apresentada apenas é aplicável a entrecruzamentos simples, pelo que a análise de entrecruzamentos múltiplos deve ser efetuada analisando separadamente as zonas de convergência, as zonas de divergência e os entrecruzamentos simples que os constituem.

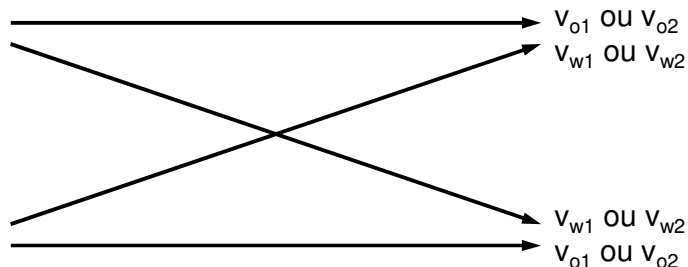


Figura A.2 - Diagrama de entrecruzamento (adaptado HCM 2000)

Quadro A.1 - Identificação das variáveis intervenientes na metodologia de avaliação dos níveis de serviço em segmentos/troços de entrecruzamento (HCM 2000)

SÍMBOLO	DEFINIÇÃO DA VARIÁVEL
L	Comprimento de segmento de entrecruzamento (m)
N	Número total de vias no segmento de entrecruzamento
N_w	Número de vias a ocupar pelos veículos que entrecruzam caso sejam atingidas condições de operação não constrangidas
N_w (máx.)	Número máximo de vias que podem ser utilizadas pelos veículos que entrecruzam para uma dada configuração
N_{nw}	Número de vias utilizadas pelos veículos que não entrecruzam
v_{o1}	Maior débito de veículos que não entrecruzam (uvl/h)
v_{o2}	Menor débito de veículos que não entrecruzam (uvl/h)
v_{nw}	Débito total de veículos que não entrecruzam ($v_{nw} = v_{o1} + v_{o2}$) (uvl/h)
v_{w1}	Maior débito de veículos que entrecruzam (uvl/h)
v_{w2}	Menor débito de veículos que entrecruzam (uvl/h)
v_w	Débito total de veículos que entrecruzam ($v_w = v_{w1} + v_{w2}$) (uvl/h)
v	Débito total de veículos no troço de entrecruzamento ($v = v_{nw} + v_w$) (uvl/h)
VR	Proporção de veículos que entrecruzam ($VR = v_w / v$)
R	Rácio de entrecruzamento ($R = v_{w2} / v_w$)
S_w	Velocidade dos veículos que entrecruzam, dentro do segmento de entrecruzamento (km/h)
S_{nw}	Velocidade dos veículos que não entrecruzam, dentro do segmento de entrecruzamento (km/h)
S	Velocidade de todos os veículos que circulam dentro do segmento de entrecruzamento (km/h)
D	Concentração de todos os veículos que circulam dentro do segmento de entrecruzamento (km/h)
W_w	Fator de intensidade de entrecruzamento para a previsão da velocidade de entrecruzamento
W_{nw}	Fator de intensidade de entrecruzamento para a previsão da velocidade de não entrecruzamento

Na Figura A.3 encontra-se apresentado um exemplo de um diagrama de entrecruzamento.

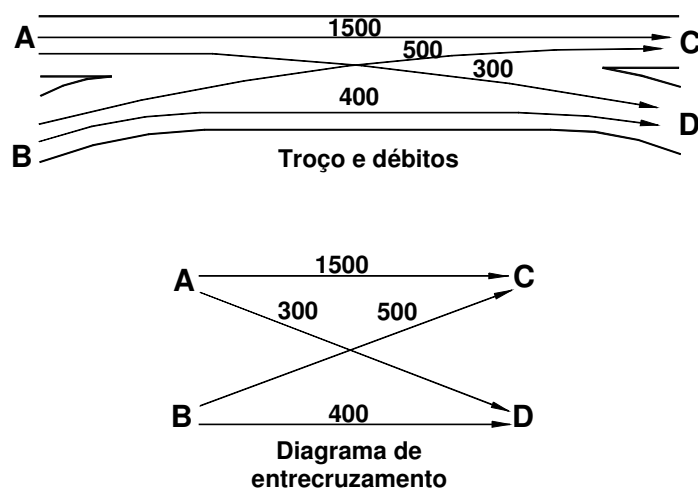


Figura A.3 - Exemplo de um diagrama de entrecruzamento (adaptado HCM 2000)

A.1.2 Tipo de Configuração

O tipo de configuração do entrecruzamento, isto é, a localização das vias e sua relação com os ramos de entrada e de saída, é um dos fatores que mais influencia as características de funcionamento de um troço de entrecruzamento. O tipo de configuração está relacionado com o número mínimo de mudanças de via que o tráfego que entrecruza tem que realizar, quando se desloca ao longo do troço. Existem três tipos de configuração cujas características são a seguir apresentadas:

- Tipo A - quando todos os veículos que entrecruzam têm de efetuar uma mudança de via de modo a completar a manobra de entrecruzamento;
- Tipo B - quando um dos movimentos que entrecruza pode percorrer todo o troço de entrecruzamento sem necessitar de efetuar mudança de via, enquanto o outro movimento terá de efetuar no máximo uma mudança de via. Este tipo de configuração surge quando os ramos de entrada e/ou saída são constituídos por vias múltiplas;
- Tipo C - são configurações semelhantes às de tipo B, diferindo destas apenas no número de mudança de via que têm de ser efetuadas para que os veículos sejam capazes de seguir a trajetória pretendida. Assim, neste tipo de configuração um dos movimentos que entrecruza pode ser realizado sem qualquer mudança de via, enquanto o outro necessita de realizar duas ou mais mudanças de via.

Nas Figura A.4, Figura A.5 e Figura A.6 encontram-se ilustrados exemplos

representativos de cada um dos tipos de configurações de entrecruzamento referidos.

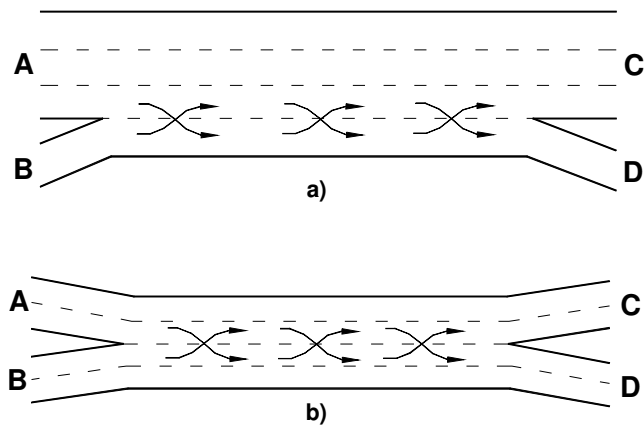


Figura A.4 - Troço de Entrecruzamento do Tipo A (adaptado HCM 2000)

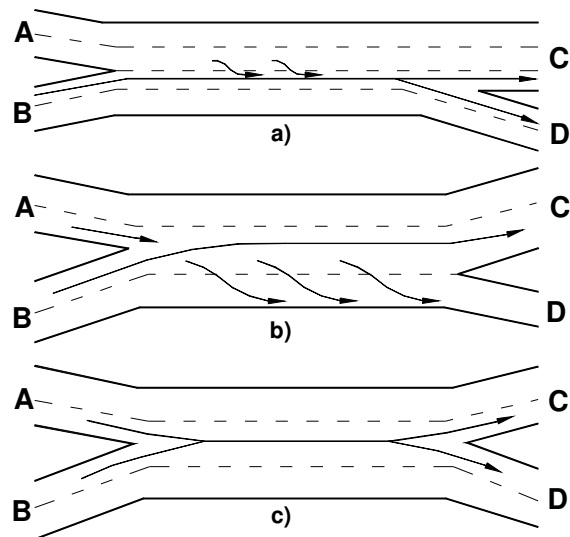


Figura A.5 - Troço de Entrecruzamento do Tipo B (adaptado HCM 2000)

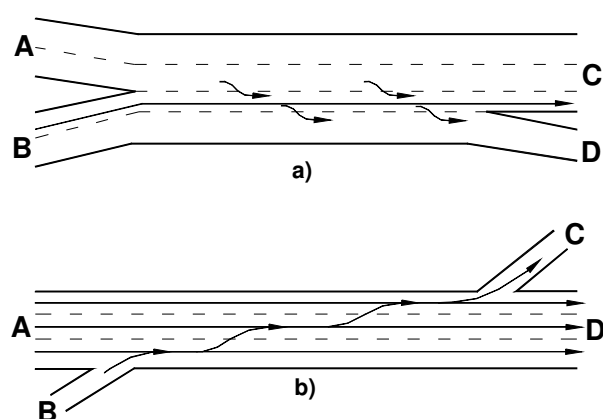
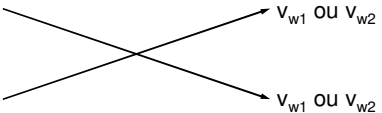


Figura A.6 - Troço de Entrecruzamento do Tipo C (adaptado HCM 2000)

O Quadro A.2 apresenta-se resumidamente a classificação do tipo de entrecruzamento em função do número de mudanças de via que é necessário executar pelos movimentos que entrecruzam.

Quadro A.2 - Tipo de configuração em função do número de vias (adaptado HCM 2000)

			
NÚMERO DE MUDANÇAS DE VIA PARA O MOVIMENTO v_{w1}	NÚMERO DE MUDANÇAS DE VIA PARA O MOVIMENTO v_{w2}		
	0	1	≥ 2
0	Tipo B	Tipo B	Tipo C
1	Tipo B	Tipo A	N/A
≥ 2	Tipo C	N/A	N/A

Nota: N/A - Não aplicável; configuração não exequível ; v_{w1} - Maior débito de veículos que entrecruzam; v_{w2} - Menor débito de veículos que entrecruzam.

A.1.3 Comprimento do Troço de Entrecruzamento

O comprimento do troço de entrecruzamento é um dos fatores cuja influência é mais significativa para as características operacionais deste tipo de elemento das autoestradas. Quando os condutores efetuam manobras de entrecruzamento é necessário que haja disponível espaço suficiente para a consecução dessas manobras que impliquem mudanças de via. Assim, à medida que diminui o comprimento do troço de entrecruzamento (considerando que se mantêm constantes o tipo de configuração e os volumes de tráfego no entrecruzamento), aumenta a intensidade de mudanças de via e, portanto, maior é a perturbação nessa zona da autoestrada.

Segundo o HCM 2000, o comprimento de um trecho de entrecruzamento é medido ao longo da estrada, entre o ponto de convergência do tráfego definido como sendo o local onde a distância entre o bordo direito da autoestrada e o bordo esquerdo do ramo de entrada é de 0,6 m, até ao ponto na extremidade de divergência do tráfego onde a distância entre os dois bordos é de 3,7 m (Figura A.7).

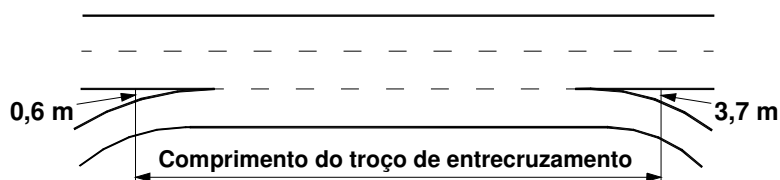


Figura A.7 - Definição do comprimento do trecho de entrecruzamento (adaptado de HCM 2000)

Habitualmente, considera-se que o comprimento máximo para um trecho de entrecruzamento é de 750 m, uma vez que para comprimentos superiores a esse os movimentos de entrecruzamento transformam-se em movimentos de convergência suficientemente afastados dos movimentos de divergência, passando-se portanto a justificar-se uma análise isolada de cada um deles, devendo-se recorrer para o efeito à metodologia de análise para ramos de ligação.

A.1.4 Tipo de Operação

Como já ficou evidente, o número total de vias num trecho de entrecruzamento é um fator importante no modo como os veículos se comportam nestes elementos. Porém, não menos importante é a repartição dos veículos que entrecruzam e que não entrecruzam dentro destes trechos. Assim, em circunstâncias normais os veículos que entrecruzam e os veículos que não entrecruzam irão competir pelo mesmo espaço disponível e as operações que decorrem em todas as vias tenderão a atingir uma situação de equilíbrio, onde todos os condutores experimentarão condições semelhantes.

Quando esse equilíbrio é atingido os veículos que entrecruzam irão ocupar N_w vias, enquanto os veículos que não entrecruzam irão ocupar as vias restantes. No entanto, para cada tipo de configuração existe um número máximo de vias, N_w (máx.), que os veículos que entrecruzam podem ocupar e que será função das mudanças de via que têm de ser efetuadas. Se os volumes de tráfego que entrecruzam são tais que os veículos que compõem essas correntes de tráfego necessitam de ocupar um número de vias superior a N_w (máx.), então isso irá significar que o trecho estará constrangido. Quando tal acontece, os veículos que entrecruzam ficam

limitados à ocupação de N_w (máx.) vias, pelo que vão ter disponível menos espaço do que aquele que seria necessário para que fosse atingido o equilíbrio. Quando tal acontece, as condições de circulação dos veículos que entrecruzam pioram, enquanto as dos veículos que não entrecruzam melhoram.

No caso de troços em que a configuração e os volumes de tráfego levam a que N_w seja menor ou igual a N_w (máx.), ou seja, não há uma limitação do número de vias que os volumes de entrecruzamento têm de ocupar a fim de se atingir um funcionamento equilibrado, tal significa que a operação se realiza num regime não constrangido.

Segundo os estudos que serviram de base ao HCM 2000, o número máximo de vias N_w (máx.) que podem ser utilizadas pelos veículos que entrecruzam em função do tipo de configuração são as que mostram no Quadro A.3.

Quadro A.3 - Número máximo de vias em função do tipo de configuração (HCM 2000)

TIPO DE CONFIGURAÇÃO	N_w (MÁX.)
Tipo A	1,4
Tipo B	3,5
Tipo C	3,0

Na análise do Quadro A.3 é possível constatar que os troços do Tipo A são os mais restritivos no que respeita ao valor do N_w (máx.), visto que os veículos que entrecruzam se limitam a ocupar as vias adjacentes à linha mediana. Porém, como alguns dos veículos que não entrecruzam também podem ocupar essas vias, adota-se o valor de N_w (máx.) = 1,4 para este tipo de configuração.

Nos troços do Tipo B, os veículos que entrecruzam podem ocupar, para além da via direta, as vias a ela adjacentes e ainda outras vias mais afastadas. Por essa razão foi fixado para o número máximo de vias N_w (máx.) o valor de 3,5 vias. Os troços que apresentam este tipo de configuração são especialmente indicados para locais onde os volumes de tráfego que entrecruzam constituem a maior parte do tráfego total.

Finalmente, nos troços do Tipo C, troços semelhantes aos do Tipo B mas em que um dos movimentos que entrecruza tem de efetuar duas ou mais mudanças de via, os condutores apenas vão ocupar a via direta e as vias adjacentes. O valor definido no HCM 2000 para o N_w (máx.) nas

configurações deste tipo é de 3,0 vias.

Na Figura A.8 apresenta-se para cada tipo de configuração o respetivo valor de N_w (máx.).

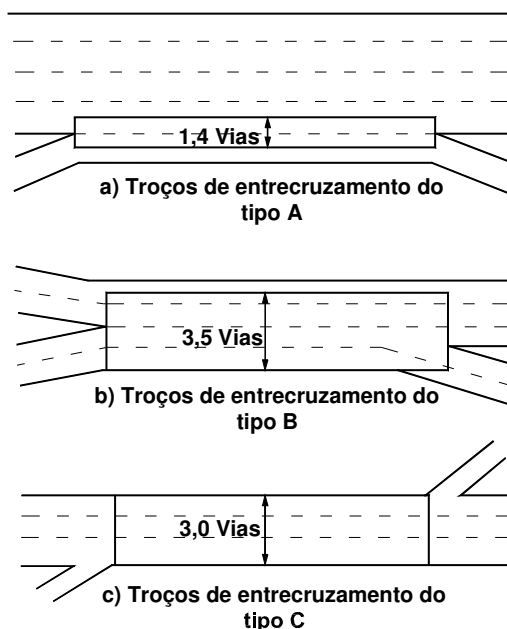


Figura A.8 - Número máximo de vias para os veículos que entrecruzam em função do tipo de configuração (adaptado de HCM 2000)

A.1.5 Critério para a Definição dos Níveis de Serviço

Em troços de entrecruzamento a definição dos níveis de serviço é efetuada utilizando a concentração como indicador de desempenho. Na definição do nível de serviço é considerado o tráfego total que circula no troço de entrecruzamento, embora se reconheça que em algumas situações, particularmente quando o regime de operação é constrangido, as condições de escoamento dos veículos que não entrecruzam possam ser melhores do que as do escoamento dos veículos que entrecruzam, apresentando assim uma qualidade de serviço superior.

No Quadro A.4 apresentam-se os valores da concentração para os vários níveis de serviço em troços de entrecruzamento de autoestradas e como termo de comparação os considerados para estradas de vias múltiplas.

Quadro A.4 - Definição do nível de serviço em troços de entrecruzamento (HCM 2000)

NÍVEL DE SERVIÇO	CONCENTRAÇÃO (UVL/H/VIA)	
	TROÇOS DE ENTRECruzAMENTO EM AUTOESTRADA	TROÇOS DE ENTRECruzAMENTO EM ESTRADAS DE VIAS MÚLTIPLAS
A	≤ 6,0	≤ 8,0
B	> 6,0 - 12,0	> 8,0 - 15,0
C	> 12,0 - 17,0	> 15,0 - 20,0
D	> 17,0 - 22,0	> 20,0 - 23,0
E	> 22,0 - 27,0	> 23,0 - 25,0
F	> 27,0	> 25,0

A.1.6 Determinação do Nível de Serviço

A determinação do nível de serviço para um troço de entrecruzamento é feita com base no valor da concentração calculada por intermédio da seguinte expressão.

$$D = \frac{\left(\frac{v}{N} \right)}{S} \quad (\text{A.1})$$

onde:

- D - concentração no troço de entrecruzamento (uvl/km/via);
- N - número total de vias no troço de entrecruzamento;
- S - velocidade média de percurso de todos os veículos presentes no troço de entrecruzamento (km/h).

Todos os modelos e expressões utilizadas baseiam-se nos débitos para o período de ponta de 15 minutos, pelo que os volumes horários devem ser convertidos em débitos para o período de ponta de 15 minutos, usando-se para tal a expressão (A.2).

$$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p} \quad (\text{A.2})$$

em que:

- v - débito para o período de ponta de 15 minutos (uvl/h);
- V - volume de tráfego para a hora de ponta (veíc/h);
- PHF - fator ponta horária;
- f_{HV} - fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego;
- f_p - fator de ajustamento devido ao tipo de condutor.

Os valores dos fatores de ajustamento f_{HV} e f_p são os mesmos utilizados na metodologia de análise de secções correntes de autoestradas e que forma apresentadas no capítulo 4 deste documento.

A velocidade média de percurso de todos os veículos presentes no troço de entrecruzamento é calculada através da expressão A.3.

$$S = \frac{v}{\left(\frac{v_W}{S_W}\right) + \left(\frac{v_{nW}}{S_{nW}}\right)} \quad (\text{A.3})$$

onde:

- S - velocidade média de percurso de todos os veículos presentes no troço de entrecruzamento (km/h);
- S_W - velocidade média de percurso dos veículos que entrecruzam (km/h);
- S_{nW} - velocidade média de percurso dos veículos que não entrecruzam (km/h);
- v - débito total de veículos no troço de entrecruzamento (u/vl/h);
- v_W - débito total de veículos que entrecruzam (u/vl/h);
- v_{nW} - débito total de veículos que não entrecruzam (u/vl/h).

Para o cálculo da velocidade dos veículos que entrecruzam S_W e dos veículos que não entrecruzam S_{nW} é necessário admitir, como hipótese inicial, que o entrecruzamento é não constrangido, sendo que essas velocidades são calculadas a partir de:

$$S_i = 24 + \frac{S_{FF} - 16}{1 + W_i} \quad (\text{A.4})$$

em que:

- S_i - velocidade média de percurso dos veículos que entrecruzam ($i=W$) ou dos veículos que não entrecruzam ($i=nW$) (km/h);
- S_{FF} - velocidade em regime livre dos veículos que entram e saem do entrecruzamento (km/h);
- W_i - fator de intensidade de entrecruzamento, para os veículos que entrecruzam ($i=W$) ou que não entrecruzam ($i=nW$) fator ponta horária.

O fator de intensidade de entrecruzamento é calculado pela expressão A.5:

$$W_i = \frac{a(1 + VR)^b \left(\frac{v}{N}\right)^c}{(3.28)^d} \quad (\text{A.5})$$

onde:

- W_i - fator de intensidade de entrecruzamento, para o fluxo de entrecruzamento ($i=W$) ou de não entrecruzamento ($i=nW$);
 VR - proporção do tráfego que entrecruza (razão entre o débito de veículos que entrecruzam e o débito total);
 v - débito total de veículos no troço de entrecruzamento (uvl/h);
 N - número total de vias no troço de entrecruzamento;
 a, b, c, d - constantes (Quadro A.5).

Quadro A.5 - Constantes para o cálculo dos fatores de intensidade de entrecruzamento

REGIME DE OPERAÇÃO	CONSTANTES PARA A VELOCIDADE DE ENTRECruzAMENTO, S_W				CONSTANTES PARA A VELOCIDADE DE NÃO ENTRECruzAMENTO, S_{nW}			
	a	b	c	d	a	b	c	d
CONFIGURAÇÃO DO TIPO A								
NÃO CONSTRANGIDO	0,15	2,2	0,97	0,80	0,0035	4,0	1,3	0,75
CONSTRANGIDO	0,35	2,2	0,97	0,80	0,0020	4,0	1,3	0,75
CONFIGURAÇÃO DO TIPO B								
NÃO CONSTRANGIDO	0,08	2,2	0,70	0,50	0,0020	6,0	1,0	0,50
CONSTRANGIDO	0,15	2,2	0,70	0,50	0,0010	6,0	1,0	0,50
CONFIGURAÇÃO DO TIPO C								
NÃO CONSTRANGIDO	0,08	2,2	0,80	0,60	0,0020	6,0	1,1	0,60
CONSTRANGIDO	0,14	2,2	0,80	0,60	0,0010	6,0	1,1	0,60

Com a velocidade dos veículos que entrecruzam S_W e a velocidade dos veículos que não entrecruzam S_{nW} calculadas assumindo que o entrecruzamento é não constrangido, é necessário verificar se esta hipótese é verdadeira. Para tal calcula-se o número de vias N_W necessárias para os veículos que entrecruzam, usando as expressões A.6 ou A.7 ou A.8, de acordo com o tipo de configuração em presença.

- Tipo A:

$$N_W = \frac{1.21 \times N \times VR^{0.571} \times L^{0.234}}{S_W^{0.438}} \quad (A.6)$$

- Tipo B:

$$N_W = N \left(0.085 + 0.703VR + \frac{71.57}{L} - 0.0112(S_{nW} - S_W) \right) \quad (A.7)$$

▪ Tipo C:

$$N_W = N(0.761 + 0.047VR - 0.00036L - 0.0031(S_{nW} - S_W)) \quad (A.8)$$

em que:

- N_W - número de vias necessárias para os veículos que entrecruzam;
- N - número total de vias no troço de entrecruzamento;
- VR - proporção do tráfego que entrecruza (razão entre o débito de veículos que entrecruzam e o débito total);
- L - comprimento do troço de entrecruzamento (m);
- S_W - velocidade média de percurso dos veículos que entrecruzam (km/h);
- S_{nW} - velocidade média de percurso dos veículos que não entrecruzam (km/h).

Conhecido o valor de N_W compara-se este valor com o valor de N_W (máx.) que consta no Quadro A.3 a fim de se verificar se o cruzamento é ou não constrangido.

Se $N_W < N_W$ (máx.) o escoamento é não constrangido e as velocidades calculadas, assumindo a hipótese de tal acontecer, são corretas. Caso contrário ($N_W > N_W$ (máx.)), o escoamento é constrangido e será necessário recalcular as velocidades S_W e S_{nW} com os novos valores das constantes a, b, c, d, para tal situação.

A.1.7 Capacidade do Segmento de Entrecruzamento

A capacidade de um determinado troço de entrecruzamento é dada pela expressão A.9.

$$c = c_b \times f_{HV} \times f_p \quad (A.9)$$

onde:

- c - capacidade do troço de entrecruzamento considerando as condições existentes e determinada a partir dos débitos para o período de ponta de 15 min. (veic/h);
- c_b - capacidade considerando condições base e determinada a partir dos débitos para o período de ponta de 15 min. (uvl/h);
- f_{HV} - fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego;
- f_p - fator de ajustamento devido ao tipo de condutor.

Os valores da capacidade c_b para condições base, para troços de entrecruzamento em autoestradas encontram-se apresentados no Quadro A.6.

Quadro A.6 - Capacidade (c_b) para os vários tipos de entrecruzamento

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 120 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	6050	6820	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0,20	5490	6260	6720	7050	7200 ^a
0,30	5040	5780	6240	6570	6830
0,40	4660	5380	5530	5800 ^b	6050 ^b
0,45	4430	5000 ^b	5270 ^b	5550 ^b	5800 ^b
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	8060	9010	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0,20	7320	8340	8960	9400	9600 ^a
0,30	6710	7520 ^b	8090 ^b	8510 ^b	8840
0,35	6370 ^b	7160 ^b	7700 ^b	8000 ^c	8000 ^c
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	10080	11380	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0,20	9150	10540 ^b	11270 ^b	11790 ^b	12000 ^a
ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 110 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	5770	6470	6880	7050 ^a	7050 ^a
0,20	5250	5960	6280	6680	6900
0,30	4830	5520	5940	6240	6480
0,40	4480	5150	5250 ^b	5530 ^b	5760 ^b
0,45	4190	4790 ^b	5020 ^b	5310 ^b	5530 ^b
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	7690	8630	9180	9400 ^a	9400 ^a
0,20	7000	7940	8500	8900	9200
0,30	6440	7180 ^b	7710 ^b	8090 ^b	8390 ^b
0,35	6080 ^b	6830 ^b	7360 ^b	7730 ^b	8030 ^b
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	9610	10790	11470	11750 ^a	11750 ^a
0,20	8750	10030 ^b	10690 ^b	11160 ^b	11520 ^b

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 100 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	5470	6110	6480	6730	6910
0,20	5000	5640	6020	6290	6490
0,30	4610	5240	5620	5900	6110
0,40	4290	4900	4990 ^b	5250 ^b	5460 ^b
0,45	4000	4520 ^b	4790 ^b	5040 ^b	5200 ^b
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	7300	8150	8630	8970	9220
0,20	6660	7520	8030	8380	8650
0,30	6080 ^b	6830 ^b	7310 ^b	7650 ^b	7920 ^b
0,35	5780 ^b	6520 ^b	6990 ^b	7330 ^b	7600 ^b
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	9120	10180	10790	11210	11500 ^a
0,20	8330	9500 ^b	10080 ^b	10510 ^b	10830 ^b
ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 90 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	5160	5730	6050	6270	6430
0,20	4730	5310	5650	5880	6060
0,30	4380	4850	5290	5540	5720
0,40	4090	4420 ^b	4730 ^b	4960 ^b	5140 ^b
0,45	3850	4240 ^b	4470 ^b	4780 ^b	4950 ^b
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	6880	7460	8070	8350	8570
0,20	6310	7080	7530	7840	8080
0,30	5790 ^b	6360 ^b	6890 ^b	7190 ^b	7430 ^b
0,35	5520 ^b	6180 ^b	6590 ^b	6910 ^b	7140 ^b
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	8600	9550	10080	10440	10710
0,20	8060 ^b	8930 ^b	9460 ^b	9820 ^b	10100 ^b

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 120 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0,20	6830	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0,30	6120	6690	7010	7200 ^a	7200 ^a
0,40	5550	6100	6430	6670	6850
0,50	5100	5630	6950	6180	6370
0,60	4750	5260	5570	5800	5980
0,70	4180	4990	5290	5520	5690
0,80	3900	4820	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0,20	9110	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0,30	8170	8910	9350	9600 ^a	9600 ^a
0,40	7400	8140	8570	8890	9130
0,50	6670 ^b	7500	7930	8000 ^c	8000 ^c
0,60	6070 ^b	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0,70	5580 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0,20	11390	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0,30	10210	11140	11690	12000 ^a	12000 ^a
0,40	9270 ^b	10000 ^c	10000 ^c	10000 ^c	10000 ^c
0,50	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0,60	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0,70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 110 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0,20	6460	6950	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0,30	5810	6320	6620	6830	6980
0,40	5280	5790	6090	6300	6470
0,50	4860	5350	5650	5860	6030
0,60	4550	5010	5300	5510	5680
0,70	4320	4770	5050	5250	5410
0,80	3650	4600	4880	5000 ^c	5000 ^c
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0,20	8610	9270	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0,30	7750	8430	8820	9100	9310
0,40	7040	7720	8120	8400	8620
0,50	6370 ^b	7140	7530	7820	8000 ^c
0,60	5810 ^b	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0,70	5350 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0,20	10760	11590	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0,30	9690	10540	11030	11370	11640
0,40	8830 ^b	9650	10000 ^c	10000 ^c	10000 ^c
0,50	7960 ^b	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0,60	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0,70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 100 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	6750	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a
0,20	6070	6510	6750	6900 ^a	6900 ^a
0,30	5490	5950	6210	6400	6540
0,40	5010	5470	5740	5930	6070
0,50	4620	5070	5340	5530	5680
0,60	4330	4760	5020	5220	5360
0,70	4120	4530	4790	4970	5120
0,80	3600	4380	4630	4820	4960
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	9000	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a
0,20	8100	8680	9010	9200 ^a	9200 ^a
0,30	7320	7930	8280	8530	8710
0,40	6680	7290	7650	7900	8100
0,50	6060 ^b	6760	7120	7370	7580
0,60	5540 ^b	6340	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0,70	5130 ^b	5640 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	4800 ^b	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	11250	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a
0,20	10120	10850	11260	11500 ^a	11500 ^a
0,30	9150	9910	10350	10660	10890
0,40	8370 ^b	9110	9560	9880	10000 ^c
0,50	7570 ^b	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0,60	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0,70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 90 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	6270	6600	6750 ^a	6750 ^a	6750 ^a
0,20	5670	6050	6270	6410	6520
0,30	5150	5560	5790	5950	6070
0,40	4720	5130	5370	5540	5670
0,50	4370	4770	5010	5190	5320
0,60	4110	4500	4730	4900	5030
0,70	3910	4290	4520	4690	4820
0,80	3440	4150	4280	4540	4670
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	8350	8800	9000 ^a	9000 ^a	9000 ^a
0,20	7560	8070	8360	8550	8690
0,30	6870	7410	7720	7940	8100
0,40	6290	6840	7160	7390	7560
0,50	5740 ^b	6360	6680	6920	7090
0,60	5270 ^b	5990	6310	6530	6670 ^c
0,70	4890 ^b	5350 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	4590 ^b	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	10440	10990	11250 ^a	11250 ^a	11250 ^a
0,20	9450	10090	10440	10680	10860
0,30	8580	9260	9650	9920	10120
0,40	7890 ^b	8550	8950	9230	9450
0,50	7170 ^b	7960	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0,60	6580 ^b	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0,70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0,80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 120 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0,20	6590	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0,30	5890	6540	6930	7200	7200 ^a
0,40	5530	5960	6350	6620	6840
0,50	4890	5500	5870	6140	6360
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0,20	8780	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0,30	7850	8720	9230	9590	9600 ^a
0,40	7110	7950	8470	8750	8750
0,50	6520	7000	7000	7000	7000
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0,20	11520	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0,30	10140 ^b	11170 ^b	11670 ^c	11670 ^c	11670 ^c
0,40	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0,50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 110 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	7010	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0,20	6240	6830	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0,30	5610	6200	6550	6790	6980
0,40	5090	5670	6020	6270	6470
0,50	4680	5240	5590	5840	6030
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	9350	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0,20	8320	9100	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0,30	7470	8270	8730	9060	9300
0,40	6240	7560	8030	8360	8620
0,50	5830	6990	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c

ENTRECRUZAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 110 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECRUZAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECRUZAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0,20	10900 ^b	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0,30	9630 ^b	10570 ^b	10910	11320	11630
0,40	8590 ^b	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0,50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c
ENTRECRUZAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 100 km/h					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECRUZAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECRUZAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	6570	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a
0,20	5890	6410	6700	6900	6900 ^a
0,30	5310	5850	6160	6370	6540
0,40	4840	5370	5680	5910	6080
0,50	4460	4970	5290	5510	5690
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	8760	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a
0,20	7850	8540	8930	9200 ^a	9200 ^a
0,30	7080	7790	8210	8500	8720
0,40	6450	7150	7580	7880	8110
0,50	5950	6630	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a
0,20	10250 ^b	11050 ^b	11170	11500 ^a	11500 ^a
0,30	9110 ^b	9960 ^b	10260	10620	10900
0,40	8170 ^b	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0,50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c

ENTRECruzAMENTO DO TIPO A - VELOCIDADE EM REGIME LIVRE = 90 KM/H					
PROPORÇÃO DE VEÍCULOS QUE ENTRECruzAM, VR	COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO (m)				
	150	300	450	600	750
TROÇOS COM 3 VIAS					
0,10	6120	6520	6730	6750 ^a	6750 ^a
0,20	5510	5970	6230	6400	6520
0,30	5000	5480	5750	5940	6090
0,40	4570	5050	5330	5530	5680
0,50	4230	4700	4980	5180	5330
TROÇOS COM 4 VIAS					
0,10	8150	8700	8980	9000 ^a	9000 ^a
0,20	7350	7960	8300	8530	8700
0,30	6660	7300	7670	7920	8110
0,40	5640	6730	7110	7370	7580
0,50	5300	6260	6640	6900	7000 ^c
TROÇOS COM 5 VIAS					
0,10	10770 ^b	11230	11250 ^a	11250 ^a	11250 ^a
0,20	9580 ^b	10270 ^b	10380	10660	10870
0,30	8570 ^b	9310 ^b	9580	9900	10140
0,40	7720 ^b	8470 ^b	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0,50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c

Notas: a - Capacidade no troço de entrecruzamento restringida pela capacidade na secção corrente da autoestrada;

b - Capacidade atingida em regime de escoamento estrangulado;

c - Capacidade restringida pelo máximo débito de veículos que entrecruzam: 2800 uvl/h (Tipo A); 4000 uvl/h (Tipo B); 3500 uvl/h (Tipo C).

A.2 RAMOS DE LIGAÇÃO

A.2.1 Introdução

Um ramo de ligação pode ser definido como sendo uma estrada que permite estabelecer a ligação entre outra duas que se situam, habitualmente, a níveis diferentes. São os ramos de ligação que possibilitam a realização das manobras de entrada e saída nas autoestradas, sendo estes concebidos de modo a que as manobras de convergência nos ramos de entrada ou as manobras de divergência nos ramos de saída se efetuem com o mínimo de perturbação para o tráfego que circula nas vias diretas.

A.2.2 Características Operacionais

A zona de junção entre um ramo de ligação e uma autoestrada é um local onde os veículos competem entre si pelo espaço disponível. Quando um veículo entra numa autoestrada usando um ramo de ligação, este tenta encontrar na corrente de tráfego da via adjacente ao do ramo de ligação um intervalo entre veículos suficiente para que se possa inserir nessa corrente de tráfego. A esta zona dá-se o nome de zona de convergência.

O movimento de convergência dos veículos que entram na corrente de tráfego da via 1 (via mais à direita da autoestrada) cria perturbações na vizinhança do ramo de ligação. Para que essas perturbações possam ser evitadas, os veículos que circulam na autoestrada deslocam-se muitas vezes antecipadamente para as vias mais à esquerda. Segundo o HCM 2000, estudos realizados mostram que o efeito operacional provocado pelas manobras de convergência é mais significativo nas vias 1 e 2 e na via de aceleração, numa extensão de 450 m desde o ponto físico de convergência (Figura A.9).

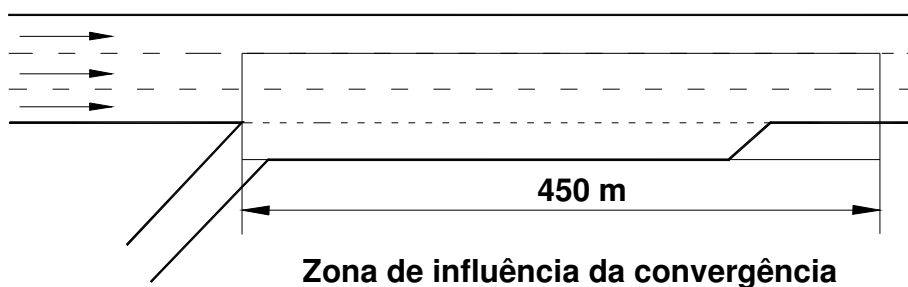


Figura A.9 - Zona de influência da convergência (adaptado de HCM 2000)

Em contraponto, nos ramos de saída a manobra básica realizada é do tipo divergência. Esta consiste na separação de uma corrente de tráfego em duas correntes de tráfego independentes. Assim, os veículos que pretendem sair da autoestrada devem ocupar a via adjacente ao ramo de saída (via 1 num ramo situado junto à berma direita). Os veículos que pretendem sair da autoestrada procuram mudar de via de modo a ocuparem a via 1 de modo a conseguirem efetuar a manobra de divergência. Pelo contrário os restantes veículos procuram muitas vezes as restantes vias, de modo a evitarem as perturbações geradas pelas manobras de divergência. Os estudos realizados no âmbito do HCM 2000 mostram que a zona de maior turbulência é a constituída pela via de desaceleração e pelas vias 1 e 2, numa extensão de 450 m a montante do ponto físico de divergência. (Figura A.10).

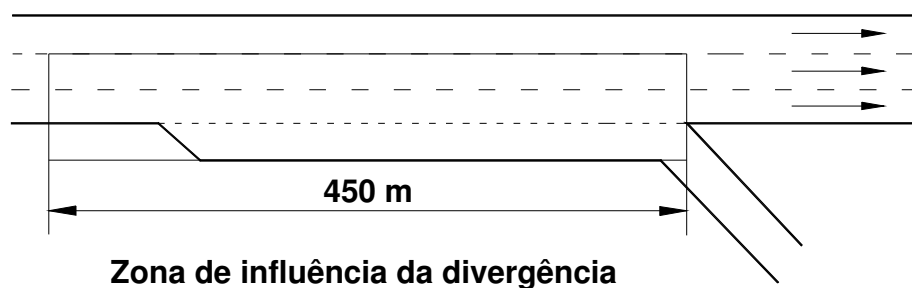
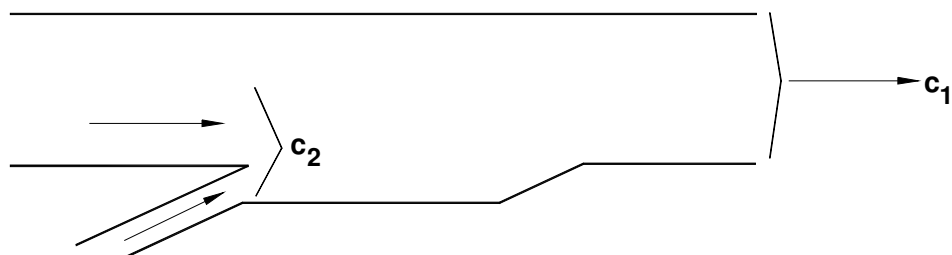


Figura A.10 - Zona de influência da divergência (adaptado de HCM 2000)

A.2.3 Capacidade nas Zonas de Convergência e Divergência

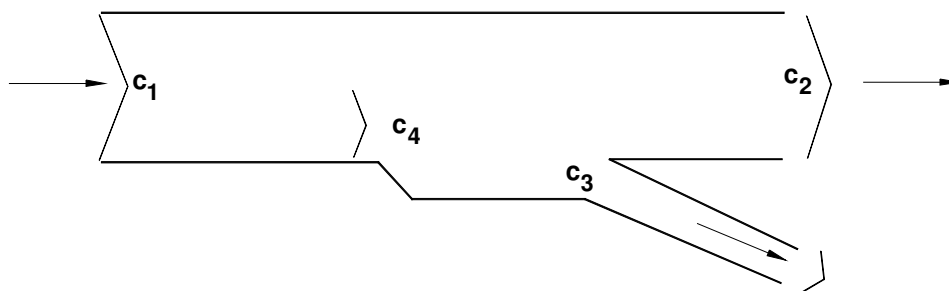
Nas zonas de convergência (Figura A.11) a capacidade é restringida pela capacidade da secção de autoestrada imediatamente a jusante dessa zona. No caso das zonas de divergência (Figura A.12) a capacidade é limitada pela capacidade da secção de autoestrada a montante dessa zona ou pela capacidade da secção a jusante e da capacidade do próprio ramo de ligação.

Nos ramos de entrada, a soma do débito das vias 1 e 2 que entra na zona de influência com o débito do próprio ramo não pode exceder 4600 uvl/h (capacidade nos ramos de entrada). Nos ramos de saída o débito das vias 1 e 2 que entra na zona de divergência (o qual inclui os veículos que vão sair pelo ramo) não pode exceder os 4400 uvl/h (capacidade nos ramos de saída). Caso a procura exceda estes valores terá como consequência a formação de filas de espera devido ao congestionamento gerado, correspondendo ao nível de serviço F.



c_1 = Capacidade da zona de convergência, controlada pela capacidade do troço de auto-estrada a jusante
 c_2 = Débito máximo na zona de influência da convergência (4600 uvl/h)

Figura A.11 - Capacidade nas zonas de convergência (adaptado de HCM 2000)



A capacidade total da divergência não pode ser maior do que a capacidade do troço de auto-estrada a montante (c_1) ou do somatório da capacidade do troço de auto-estrada a jusante (c_2) e da capacidade da rampa (c_3)
 c_4 = Débito máximo nas vias 1 e 2 da auto-estrada, que pode entrar na zona de influência da divergência (4400 uvl/h)

Figura A.12 - Capacidade nas zonas de divergência (adaptado de HCM 2000)

A.2.3 Determinação dos Níveis de Serviço

Os níveis de serviço nas zonas de influência das manobras de convergência ou de divergência, quando o escoamento é estável (níveis de serviço A a E), são definidos utilizando como medida de desempenho a concentração.

No Quadro A.7 estão apresentados os valores da concentração quer para as zonas de convergência, quer de divergência, que definem os diferentes níveis de serviço em ramos de ligação.

Quadro A.7 - Níveis de Serviço em ramos de ligação (HCM 2000)

NÍVEL DE SERVIÇO	CONCENTRAÇÃO (UVL/H/VIA)
A	$\leq 6,0$
B	$> 6,0 - 12,0$
C	$> 12,0 - 17,0$
D	$> 17,0 - 22,0$
E	$> 22,0$
F	Procura excede a Capacidade

A metodologia de determinação do nível de serviço do HCM 2000 recorre a um conjunto de variáveis de tráfego e geométricas para caracterizar a situação. Na Figura A.13 apresentam-se as zonas de influência e as variáveis de tráfego principais.

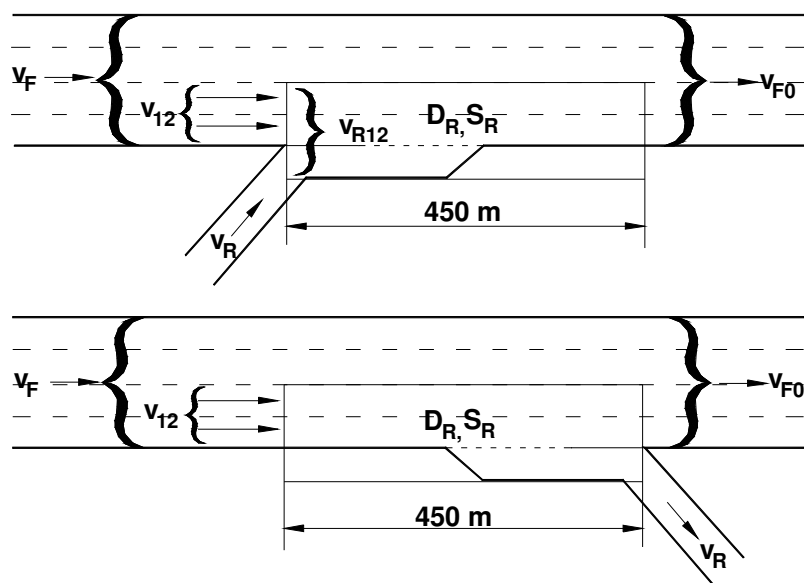


Figura A.13 - Zonas de influência dos ramos de ligação (adaptado de HCM 2000)

O comprimento da via de aceleração (L_A) ou da via de desaceleração (L_D) é um parâmetro geométrico crítico, devido à sua influência no funcionamento das zonas de convergência ou de divergência. A medição deste comprimento é realizada desde o ponto onde convergem o bordo esquerdo da via ou vias do ramo de ligação com o bordo direito das vias da autoestrada, até ao final do bisel que liga o ramo à autoestrada.

Para a definição dos níveis de serviço é necessário determinar os débitos das correntes

de tráfego. Como é habitual nas análises do HCM 2000, consideram-se os débitos para o período de ponta de 15 minutos, pelo que os volumes para a hora de ponta devem ser convertidos em débitos para a ponta de 15 minutos usando a expressão:

$$v_i = \frac{V_i}{PHF \times f_{HV} \times f_p} \quad (A.10)$$

em que:

- v_i - débito para o período de ponta de 15 minutos para o movimento i (uvl/h);
- V_i - volume de tráfego para a hora de ponta para o movimento i (veíc/h);
- PHF - fator ponta horária;
- f_{HV} - fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego;
- f_p - fator de ajustamento devido ao tipo de condutor.

Os fatores de ajustamento são os mesmos utilizados na análise de secções correntes de autoestradas apresentada atrás.

Como já foi referido, o nível de serviço em ramos de ligação é definido pela concentração, para os níveis de serviço A a E, e pelo valor da capacidade para o nível de serviço F. Assim, para se iniciar a análise é necessário verificar se a capacidade é excedida em algum dos pontos críticos da zona de convergência ou divergência. Para tal, comparam-se os valores do débito com os valores da capacidade nesses pontos. Caso se verifique que os débitos de procura excedem a capacidade, considera-se que o nível de serviço é o F, terminando desde logo a análise. Se os débitos de procura são inferiores à capacidade, prossegue-se a análise, determinando-se o nível de serviço com base na concentração.

A.2.4 Metodologia para Ramos de Entrada (Zonas de Convergência)

A metodologia de cálculo a seguir apresentada é aplicável a ramos de entrada com apenas uma via situados do lado direito da autoestrada.

Passo 1 - Determinação da Capacidade

Nas zonas de convergência é necessário efetuar duas verificações da capacidade:

1a) Débito total, v , na secção a jusante da zona de convergência,

$$v = v_F + v_R \quad (\text{A.11})$$

onde:

- v - débito total na secção a jusante da zona de convergência (uvl/h);
- v_F - débito total na autoestrada na secção a montante da zona de convergência (uvl/h);
- v_R - débito no ramo de ligação (uvl/h).

O valor de v tem de ser comparado com a capacidade na secção a jusante da zona de convergência, apresentada no Quadro A.8.

Quadro A.8 - Capacidade na autoestrada na secção a jusante da zona de convergência (HCM 2000)

VELOCIDADE EM REGIME LIVRE NA AUTOESTRADA (km/h)	DÉBITO MÁXIMO NA SECÇÃO JUSANTE, v (uvl/h)			
	NÚMERO DE VIAS NUM SENTIDO			
	2	3	4	> 4
120	4800	7200	9600	2400/via
110	4700	7050	9400	2350/via
100	4600	6900	9200	2300/via
90	4500	6750	9000	2250/via

1b) Débito máximo que entra na zona de convergência, v_{R12}

$$v_{R12} = v_{12} + v_R \quad (\text{A.12})$$

onde:

- v_{R12} - débito máximo que entra na zona de convergência (uvl/h);
- v_{12} - débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de convergência (uvl/h);
- v_R - débito no ramo de ligação (uvl/h).

O valor máximo que v_{R12} pode atingir, ou seja a capacidade, é igual a 4600 uvl/h.

Passo 2 - Determinação da Concentração

A concentração na zona de influência de uma convergência é calculada através da

seguinte expressão:

$$D_R = 3,402 + 0,00456v_R + 0,0048v_{12} - 0,01278L_A \quad (\text{A.13})$$

onde:

- D_R - concentração na zona de influência da convergência (uvl/km/via);
- v_{12} - débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de convergência (uvl/h);
- v_R - débito no ramo de ligação (uvl/h);
- L_A - comprimento da via de aceleração (m).

Passo 3 - Estimação do débito das vias 1 e 2 da autoestrada

Para se definir o nível de serviço em ramos de ligação é fundamental conhecer-se qual é a proporção de veículos que circulam na autoestrada que ocupam as vias 1 e 2 (P_{FM}), sendo o débito das vias 1 e 2 obtido da seguinte forma:

$$v_{12} = v_F \times P_{FM} \quad (\text{A.14})$$

em que:

- v_{12} - débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de convergência (uvl/h);
- v_F - débito total na autoestrada na secção a montante da zona de convergência (uvl/h);
- P_{FM} - proporção do débito total v_F que ocupa as vias 1 e 2 imediatamente a montante da zona de convergência;

O valor de P_{FM} é determinado através das expressões que contam do Quadro A.9, em função do número de vias existentes na autoestrada, ou seja, do seu perfil transversal.

Quadro A.9 - Cálculo da proporção de veículos que ocupa as vias 1 e 2, P_{FM} (HCM 2000)

PERFIL TRANSVERSAL	EXPRESSÃO PARA DETERMINAÇÃO DE P_{FM}	EQUAÇÃO
PERFIL 2x2	$P_{FM} = 1,000$	-
PERFIL 2x3	$P_{FM} = 0,5775 + 0,000092L_A$	(i)
	$P_{FM} = 0,7289 - 0,0000135(v_F + v_R) - 0,002048S_{FR} + 0,0002L_{up}$	(ii)
	$P_{FM} = 0,5487 + 0,0801 \frac{v_D}{L_{down}}$	(iii)
PERFIL 2x4	$P_{FM} = 0,2178 - 0,000125v_R + 0,05887 \frac{L_A}{S_{FR}}$	(iv)

Tendo as variáveis o seguinte significado:

- v_R - débito no ramo de ligação (uvl/h);
- v_D - débito no ramo adjacente a jusante (uvl/h);
- L_A - comprimento da via de aceleração (m);
- S_{FR} - velocidade em regime livre no ramo de entrada (km/h);
- L_{up} - distância ao ramo adjacente a montante (m);
- L_{down} - distância ao ramo adjacente a jusante (m).

A equação a usar no caso de autoestradas cujo perfil transversal é 2x3 é dada pelo Quadro A.10 e depende da existência e tipo de ramos a montante e/ou a jusante do ramo em estudo.

Quadro A.10 - Equação a utilizar no cálculo de P_{FM} em autoestradas 2x3 (HCM 2000)

RAMO ADJACENTE A MONTANTE	RAMO ADJACENTE A JUSANTE	EQUAÇÃO A UTILIZAR
Nenhum	Nenhum	(i)
Nenhum	Entrada	(i)
Nenhum	Saída	(iii) ou (i)
Entrada	Nenhum	(i)
Saída	Nenhum	(ii) ou (i)
Entrada	Entrada	(i)
Entrada	Saída	(iii) ou (i)
Saída	Entrada	(ii) ou (i)
Saída	Saída	(iii) ou (ii) ou (i)

A equação (ii) é utilizada nos casos em que existe um ramo adjacente de saída a montante do ramo em estudo, e a equação (iii) é usada quando há um ramo de saída a jusante. No caso especial de haver um ramo de saída a montante e outro ramo de saída a jusante a equação a usar pode ser a (i), a (ii) ou a (iii). A decisão de usar a equação (ii) ou (iii) versus equação (i) é feita através da determinação da distância de separação de equilíbrio (L_{eq}) entre os ramos. Se a distância entre ramos for superior ou igual à distância de equilíbrio (L_{eq}), é a equação (i) que se deve utilizar.

Nas situações em que existe um ramo de saída a montante a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada do seguinte modo:

$$L_{eq} = 0,0675(v_F + v_R) + 0,46L_A + 10,24S_{FR} - 757 \quad (A.15)$$

Se $L_{up} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação i. Se $L_{up} < L_{eq}$ utiliza-se a equação (ii).

Quando existe um ramo de saída a jusante, a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada através da expressão A.16.

$$L_{eq} = \frac{v_D}{0,3596 + 0,001149L_A} \quad (A.16)$$

Neste caso se $L_{down} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação i. Se $L_{down} < L_{eq}$ utiliza-se a equação (iii).

No caso de existirem a montante e a jusante do ramo em estudo, ramos de saída, é necessário efetuar duas análises separadas. Uma em que se considera o ramo a montante, e outra em que é considerado o ramo a jusante, obtendo-se dois valores de P_{FM} . O valor a utilizar será o mais elevado dos dois valores calculados.

Para ramos de entrada com 2 vias de aceleração separadas (Figura A.14), o método de cálculo dos níveis de serviço é muito semelhante ao apresentado atrás para ramos com uma só via. As principais diferenças são as seguintes:

1º - No cálculo de v_{12} através da expressão (A.14), os valores de P_{FM} a utilizar passam a ser os seguintes:

- Autoestradas de 2x2 vias, $P_{FM} = 1,000$;
- Autoestradas de 2x3 vias, $P_{FM} = 0,555$;
- Autoestradas de 2x4 vias, $P_{FM} = 0,209$.

Movimentos de não-entrecruzamento que correspondem ao tráfego que entra, percorre e deixa o troço sem cruzar a trajetória dos outros veículos.

2º - O comprimento da via de aceleração L_A é substituído pelo comprimento efetivo da via de aceleração L_{Aeff} , visto haver duas vias de aceleração, sendo este dado por:

$$L_{Aeff} = 2L_{A1} + L_{A2} \quad (A.17)$$

com L_{A1} e L_{A2} definidos tendo em atenção a Figura A.14.

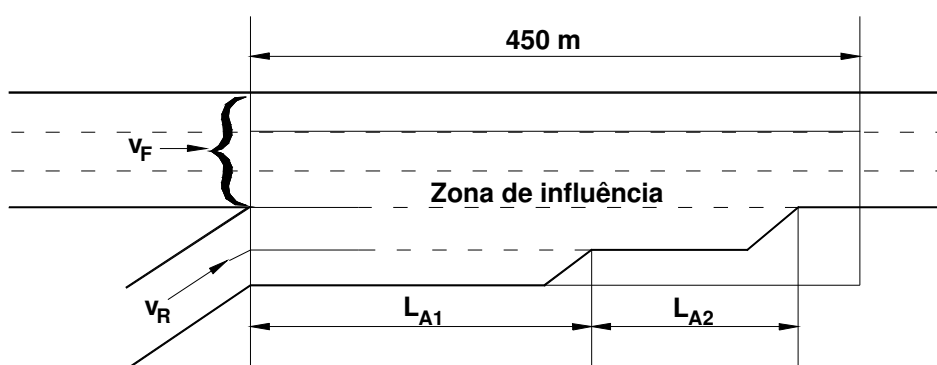


Figura A.14 - Ramo de entrada com duas vias (adaptado de HCM 2000)

Uma outra situação é a de se dispor ramos de entrada pelo lado esquerdo, embora não seja muito frequente acontecer. A zona de influência de um ramo situado do lado esquerdo de uma autoestrada cobre a mesma extensão dos ramos situados do lado direito, mas neste caso em vez de se considerar as duas vias da autoestrada mais à direita e a via de aceleração, consideram-se as duas vias mais à esquerda e a via de aceleração. Isto significa que em autoestradas de 2x3 vias se considere v_{23} em vez de v_{12} e em autoestradas de 2x4 vias se considere v_{34} .

Em termos de cálculo, sugere-se que se calcule v_{12} , assumindo que se trata de um ramo de entrada situado do lado direito da autoestrada e se multiplique esse valor por uma constante que difere em função do número de vias da autoestrada. Assim temos:

- Autoestradas de 2x2 vias, $v_{12} = 1,00 v_{12}$;
- Autoestradas de 2x3 vias, $v_{23} = 1,12 v_{12}$;
- Autoestradas de 2x4 vias, $v_{34} = 1,20 v_{12}$.

Todos os restantes cálculos permanecem inalterados, havendo apenas que ter em atenção que em autoestradas de 2x3 e de 2x4 vias é necessário substituir v_{12} por v_{23} e v_{34} , respetivamente.

A.2.5 Metodologia para Ramos de Saída (Zonas de Divergência)

O método de análise para zonas de divergência é análogo ao apresentado atrás para zonas de convergência e tal como atrás apenas é aplicável a ramos com apenas uma via, situados do lado direito da autoestrada.

Passo 1 - Determinação da Capacidade

Nas zonas de divergência é necessário comparar os débitos em secções específicas com os respetivos valores de capacidade:

1a) Débito $v_{F1} = v_F$ na secção de autoestrada a montante da zona de divergência.

1b) Débito v_{FO} na secção de autoestrada a jusante da zona de divergência

$$v_{FO} = v_F + v_R \quad (\text{A.18})$$

onde:

- v_{FO} - débito total na secção a jusante da zona de divergência (uvl/h);
- v_F - débito total na autoestrada na secção a montante da zona de divergência (uvl/h);
- v_R - débito no ramo de ligação (uvl/h).

Os valores de v_{F1} e de v_{FO} têm de ser comparados com os respetivos valores da capacidade, apresentados no Quadro A.11.

Quadro A.8 - Capacidade na autoestrada na secção a montante ou na secção a jusante da zona de divergência (HCM 2000)

VELOCIDADE EM REGIME LIVRE NA AUTOESTRADA (km/h)	DÉBITO MÁXIMO NA SECÇÃO MONTANTE DA AUTOESTRADA, v_{F1} OU NA SECÇÃO A JUSANTE, v_{FO} (uvl/h)			
	NÚMERO DE VIAS NUM SENTIDO			
	2	3	4	> 4
120	4800	7200	9600	2400/via
110	4700	7050	9400	2350/via
100	4600	6900	9200	2300/via
90	4500	6750	9000	2250/via

1c) Débito v_{12} que entra na zona de divergência

O valor máximo de v_{12} , ou seja a capacidade é 4400 uvl/h.

1d) Débito v_R no ramo de saída

A capacidade de um ramo de ligação é dada pelo Quadro A.12, em função da velocidade em regime livre e do número de vias no ramo de ligação.

Quadro A.12 - Capacidade nos ramos de ligação (HCM 2000)

VELOCIDADE EM REGIME LIVRE NO RAMO DE LIGAÇÃO (km/h)	CAPACIDADE	
	RAMOS COM 1 VIA	RAMOS COM 2 VIAS
> 80	2200	4400
> 65 - 80	2100	4100
> 50 - 65	2000	3800
≥ 30 - 50	1900	3500
< 30	1800	3200

Passo 2 - Determinação da Concentração

A concentração na zona de influência de uma divergência é calculada através da seguinte expressão:

$$D_R = 2,642 + 0,0053v_{12} - 0,0183L_D \quad (\text{A.19})$$

em que:

- D_R - concentração na zona de influência da divergência (uvl/km/via);
- v_{12} - débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de divergência (uvl/h);
- L_D - comprimento da via de desaceleração (m).

Passo 3 - Estimação do débito das vias 1 e 2 da autoestrada (v_{12})

Tal como acontecia para as zonas de convergência é necessário conhecer a proporção de veículos que circulam na autoestrada que ocupam as vias 1 e 2 (P_{FD}). Assim, o débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de divergência é obtido da seguinte forma:

$$v_{12} = v_R + (v_F - v_R)P_{FD} \quad (\text{A.20})$$

onde:

- v_{12} - débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de divergência (uvl/h);
- v_F - débito total na autoestrada na secção a montante da zona de divergência (uvl/h);
- v_R - débito no ramo de ligação (uvl/h);
- P_{FD} - proporção do débito total v_F que ocupa as vias 1 e 2 imediatamente a montante da zona de divergência;

O valor de P_{FD} determina-se através das expressões apresentadas no Quadro A.13, em função do número de vias existentes na autoestrada.

Quadro A.13 - Cálculo da proporção de veículos que ocupa as vias 1 e 2, P_{FD} (HCM 2000)

PERFIL TRANSVERSAL	EXPRESSÃO PARA DETERMINAÇÃO DE P_{FD}	EQUAÇÃO
PERFIL 2x2	$P_{FD} = 1,000$	-
PERFIL 2x3	$P_{FD} = 0,5775 + 0,000092L_A - 0,000046v_R$	(i)
	$P_{FD} = 0,717 - 0,000039v_F + 0,184 \frac{v_U}{L_{up}}$	(ii)
	$P_{FD} = 0,616 - 0,000021v_F + 0,038 \frac{v_D}{L_{down}}$	(iii)
PERFIL 2x4	$P_{FM} = 0,436$	(iv)

em que:

v_U - débito no ramo adjacente a montante (uvt/h);

v_D - débito no ramo adjacente a jusante (uvt/h);

L_{up} - distância ao ramo adjacente a montante (m);

L_{down} - distância ao ramo adjacente a jusante (m).

A equação a usar no caso de autoestradas cujo perfil transversal é 2x3 é dada pelo Quadro A.14 e depende da existência e tipo de ramos a montante e/ou a jusante do ramo em estudo.

Quadro A.14 - Equação a utilizar no cálculo de P_{FD} em autoestradas 2x3 (HCM200)

RAMO ADJACENTE A MONTANTE	RAMO ADJACENTE A JUSANTE	EQUAÇÃO A UTILIZAR
Nenhum	Nenhum	(v)
Nenhum	Entrada	(v)
Nenhum	Saída	(vii) ou (v)
Entrada	Nenhum	(vi) ou (v)
Saída	Nenhum	(v)
Entrada	Entrada	(vi) ou (v)
Entrada	Saída	(vii) ou (vi) ou (v)
Saída	Entrada	(v)
Saída	Saída	(vii) ou (v)

A equação (vi) é utilizada nos casos em que existe um ramo adjacente de entrada a montante do ramo em estudo, e a equação (vii) é usada quando há um ramo de saída a jusante. Os ramos adjacentes de saída a montante e os ramos adjacentes de entrada a jusante não afetam o comportamento do ramo em estudo. No caso especial de haver um ramo de entrada a montante e um ramo de saída a jusante a equação a usar pode ser a (v), a (vi) ou a (vii). A decisão de usar a equação (vi) ou (vii) versus equação (v) é feita, tal como nas zonas de convergência, através da determinação da distância de separação de equilíbrio (L_{eq}) entre os ramos. Se a distância entre ramos for superior ou igual à distância de equilíbrio (L_{eq}), é a equação (v) que se deve utilizar.

Nas situações em que existe um ramo de entrada a montante a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada do seguinte modo:

$$L_{eq} = \frac{v_U}{0,2337 + 0,000076v_F - 0,00025v_R} \quad (A.21)$$

Se $L_{up} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação v. Se $L_{up} < L_{eq}$ utiliza-se a equação vi.

Quando existe um ramo de saída a jusante a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada através da expressão 22.

$$L_{eq} = \frac{v_D}{3,79 - 0,00011v_F - 0,00121v_R} \quad (A.22)$$

Neste caso se $L_{down} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação v. Se $L_{down} < L_{eq}$ utiliza-se a equação vii.

No caso de existir a montante do ramo em estudo uma entrada e a jusante um ramo de saída, é necessário efetuar duas análises separadas. Uma em que se considera o ramo a montante, e outra em que é considerado o ramo a jusante, obtendo-se dois valores de P_{FD} . O valor a utilizar é o mais elevado dos dois valores calculados.

A existência de um ramo de saída com duas vias afeta a distribuição pelas vias dos veículos que se aproximam da zona de divergência, e assim afetam também o valor de v_{12} . Na Figura A.15 apresentam-se dois exemplos de ramos de saída com duas vias. No primeiro existem duas vias de desaceleração sucessivas, no segundo apenas existe uma via de desaceleração, sendo que a via mais esquerda do ramo não possui qualquer via de desaceleração associada.

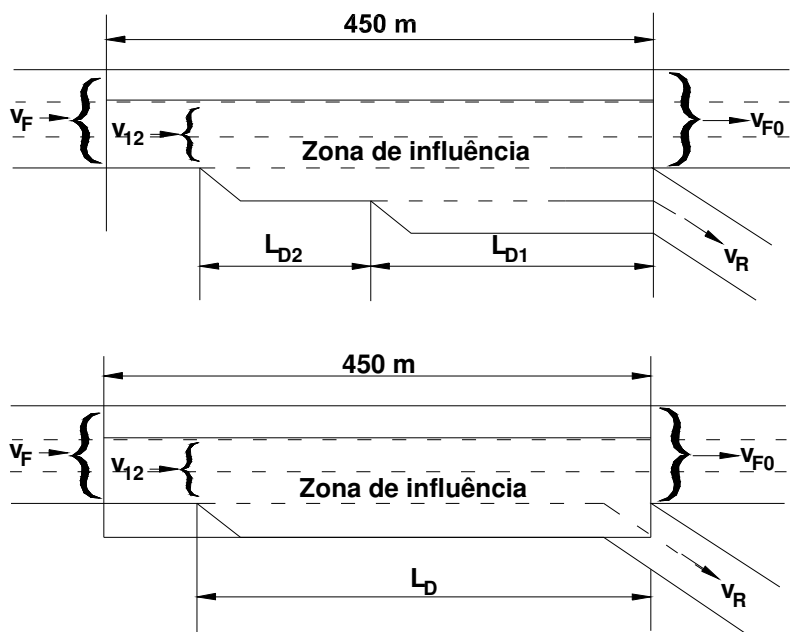


Figura A.15 - Ramos de saída com duas vias (adaptado de HCM 2000)

O débito v_{12} continua a ser calculado através da expressão 20, no entanto os valores de P_{FD} a utilizar passam a ser os seguintes:

- Autoestradas de 2x2 vias, $P_{FD} = 1,000$;
- Autoestradas de 2x3 vias, $P_{FD} = 0,450$;
- Autoestradas de 2x4 vias, $P_{FD} = 0,260$.

No cálculo da concentração da zona de influência da divergência utiliza-se a expressão 23. No entanto quando existem duas vias de desaceleração, o comprimento da via de aceleração L_D é substituído pelo comprimento efetivo da via de desaceleração L_{Deff} dado pela expressão (A.23).

$$L_{Deff} = 2L_{D1} + L_{D2} \quad (A.23)$$

Com L_{D1} e L_{D2} definidos de acordo com o apresentado na Figura A.15.

Todo o restante método de cálculo permanece inalterado.

Em algumas autoestradas existem rampas de saída situadas no lado esquerdo. Neste caso, a zona de influência envolve as vias mais à esquerda da autoestrada, e não as vias 1 e 2, exceto no caso de autoestradas de 2x2, em que as vias 1 e 2 são as únicas vias existentes.

Em termos de método de cálculo, sugere-se que se calcule v_{12} , assumindo que se trata de um ramo de saída situado do lado direito da autoestrada e se multiplique esse valor por uma constante que difere em função do número de vias da autoestrada, conforme se apresenta:

- Autoestradas de 2x2 vias, $v_{12} = 1,00 v_{12}$;
- Autoestradas de 2x3 vias, $v_{23} = 1,05 v_{12}$;
- Autoestradas de 2x4 vias, $v_{34} = 1,10 v_{12}$.

Todos os restantes cálculos permanecem inalterados, havendo apenas que se ter em atenção que em autoestradas de 2x3 e de 2x4 vias é necessário substituir v_{12} por v_{23} e v_{34} , respetivamente.

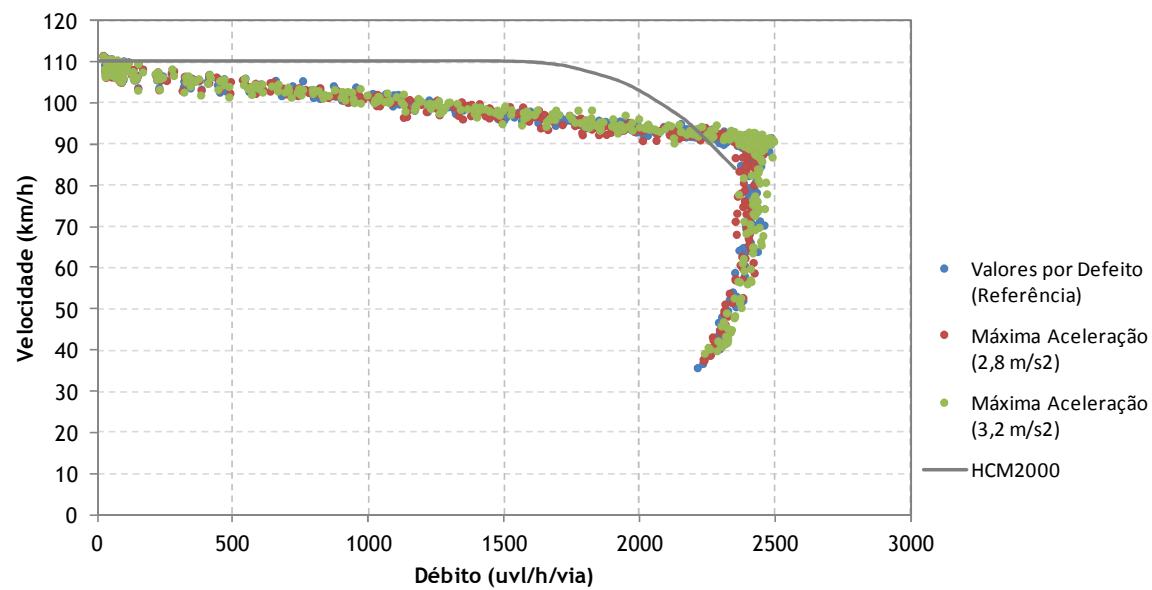
ANEXO B

Resultados da Análise de Sensibilidade

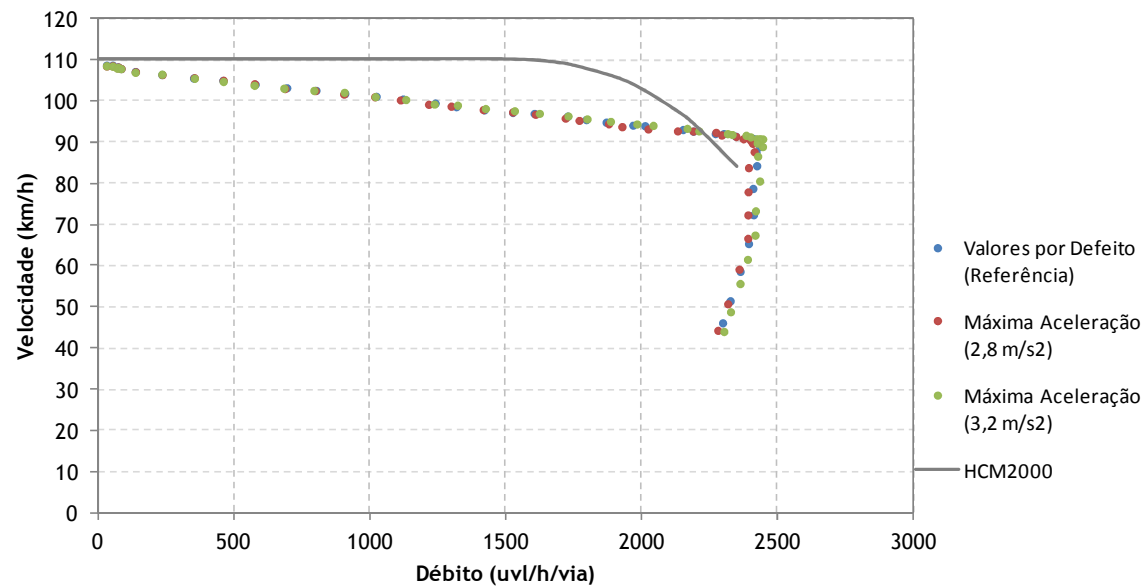
AIMSUN

ANEXO B - RESULTADOS DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - AIMSUN

B.1 MÁXIMA ACELERAÇÃO

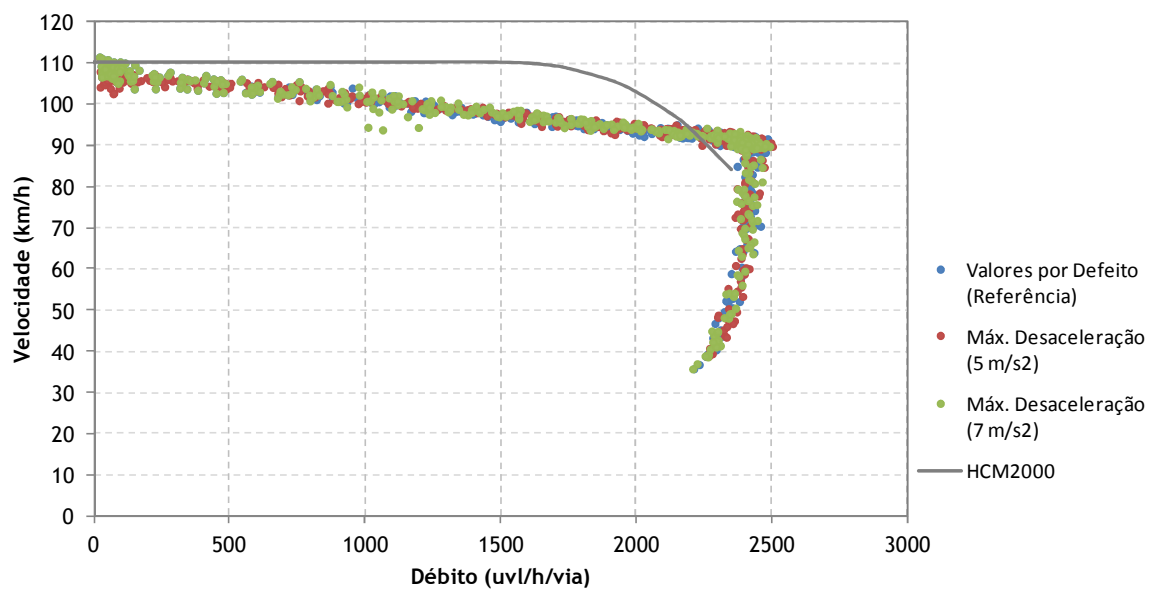


a) Resultados das repetições

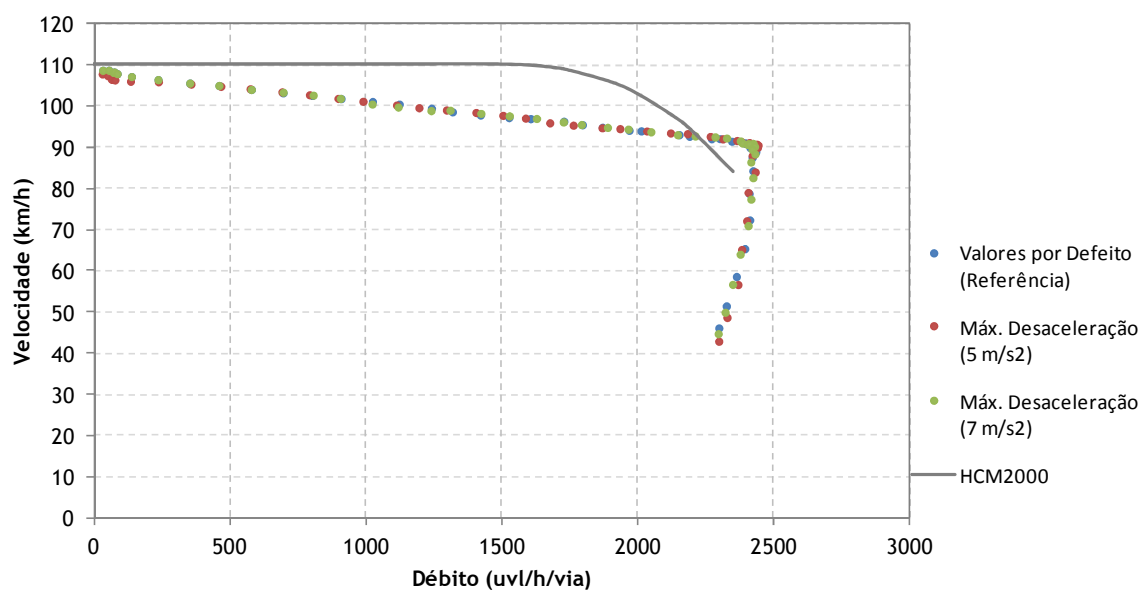


b) Média das repetições

B.2 MÁXIMA DESACELERAÇÃO

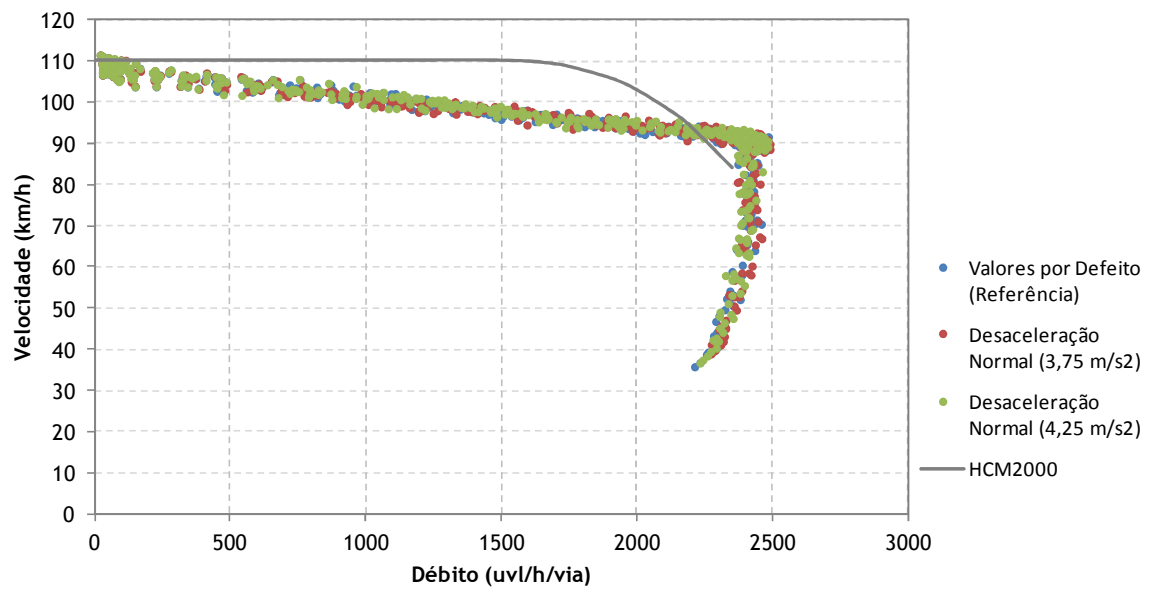


a) Resultados das repetições

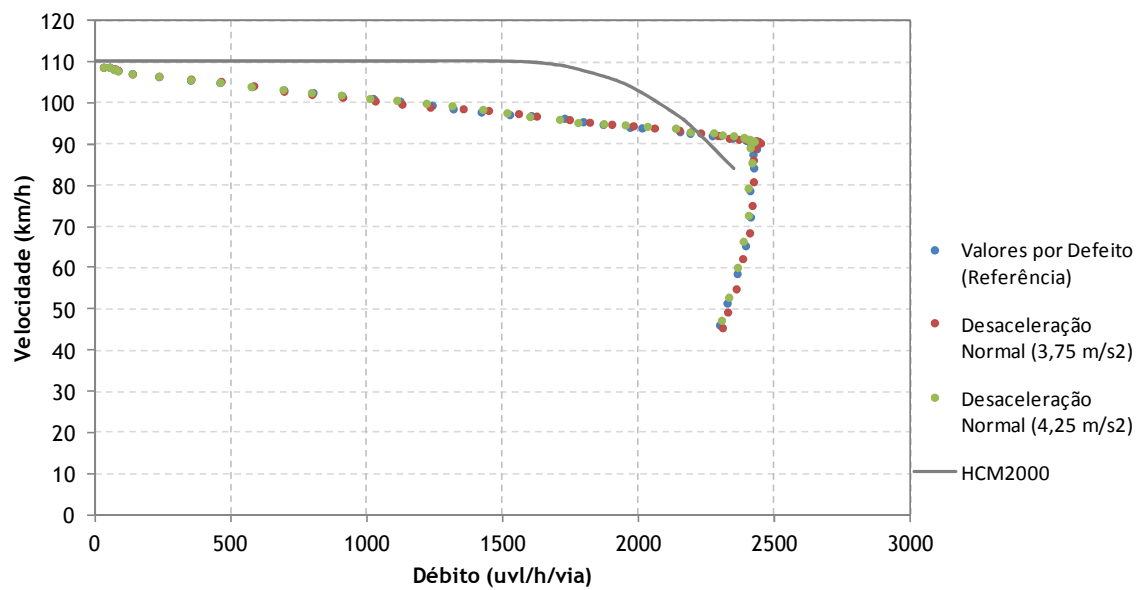


b) Média das repetições

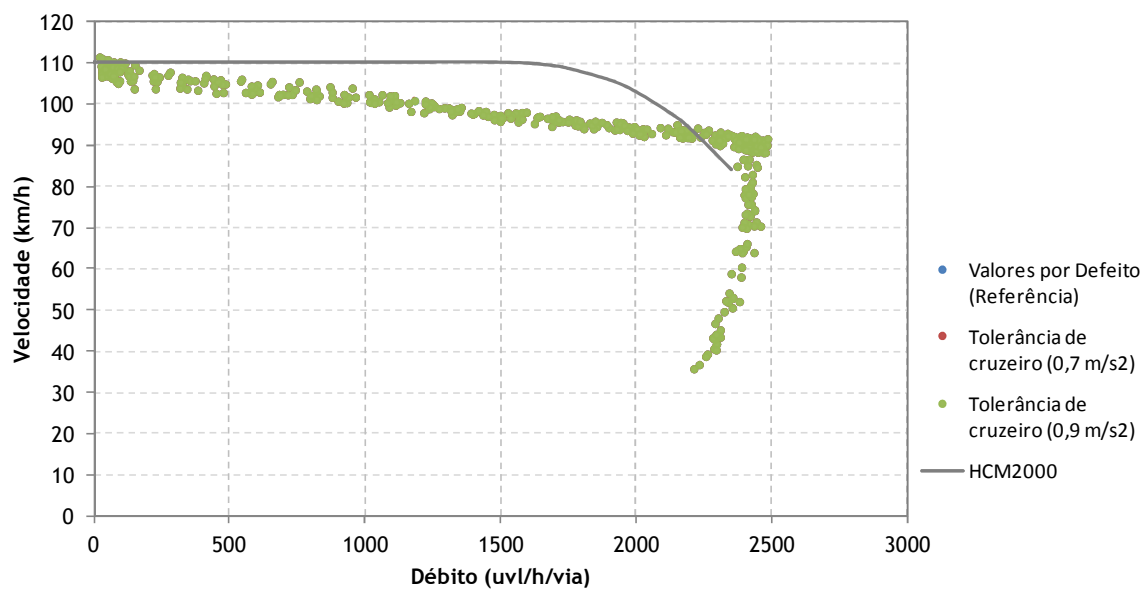
B.3 DESACELERAÇÃO NORMAL



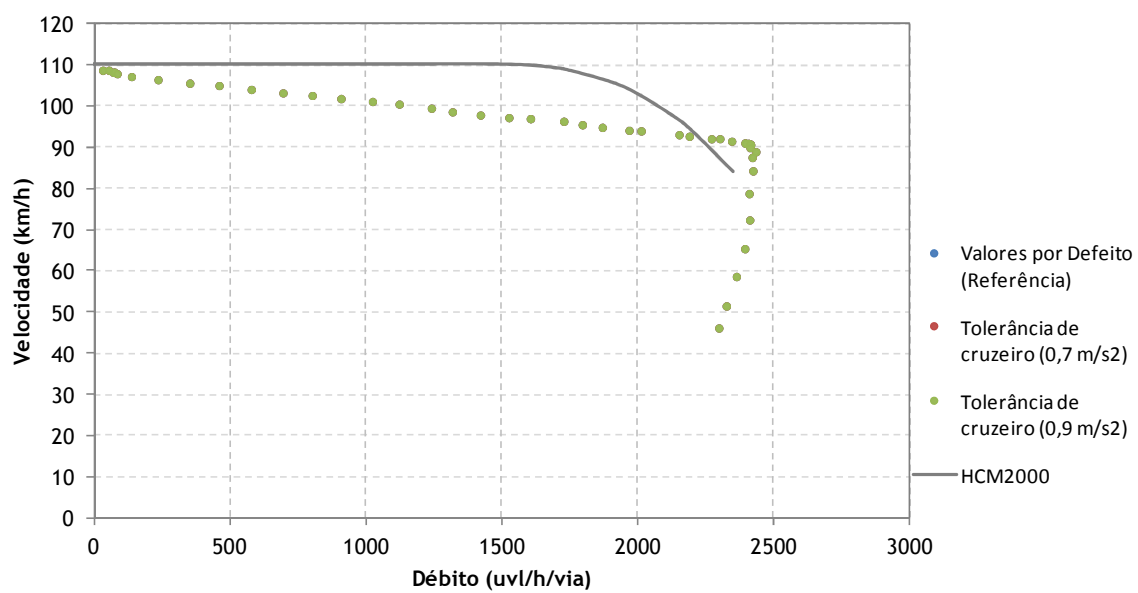
a) Resultados das repetições



b) Média das repetições

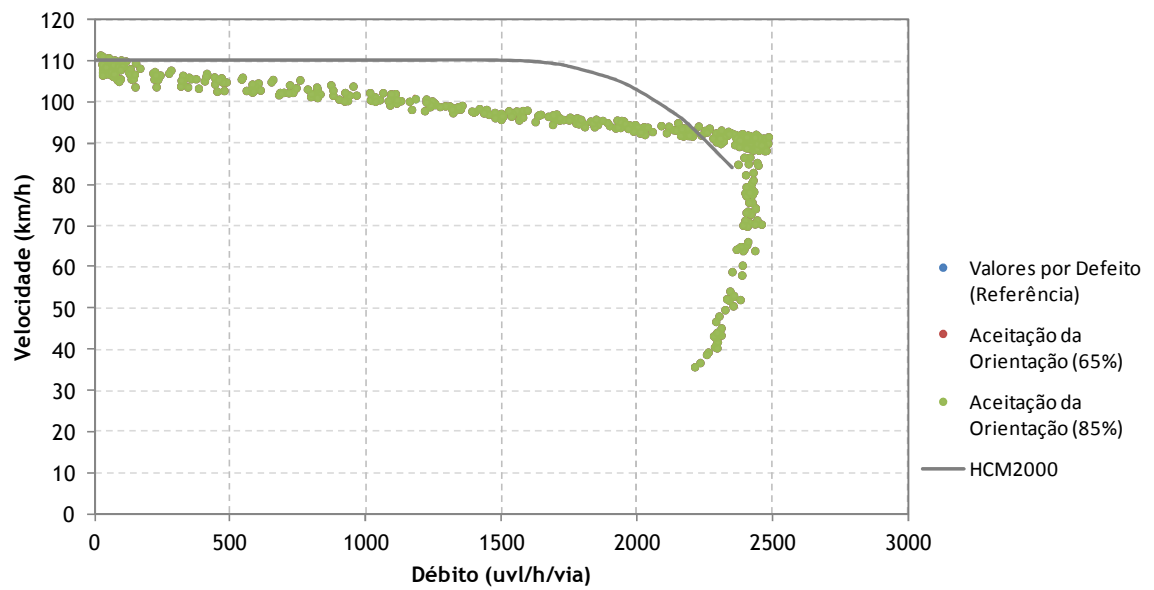
B.4 TOLERÂNCIA DE CRUZEIRO

a) Resultados das repetições

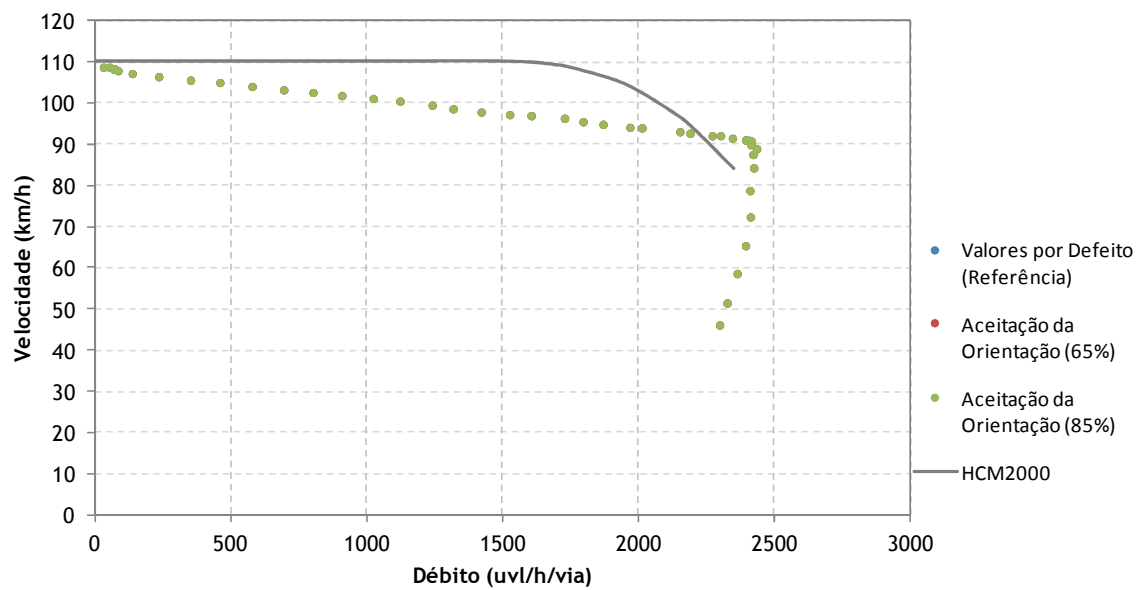


b) Média das repetições

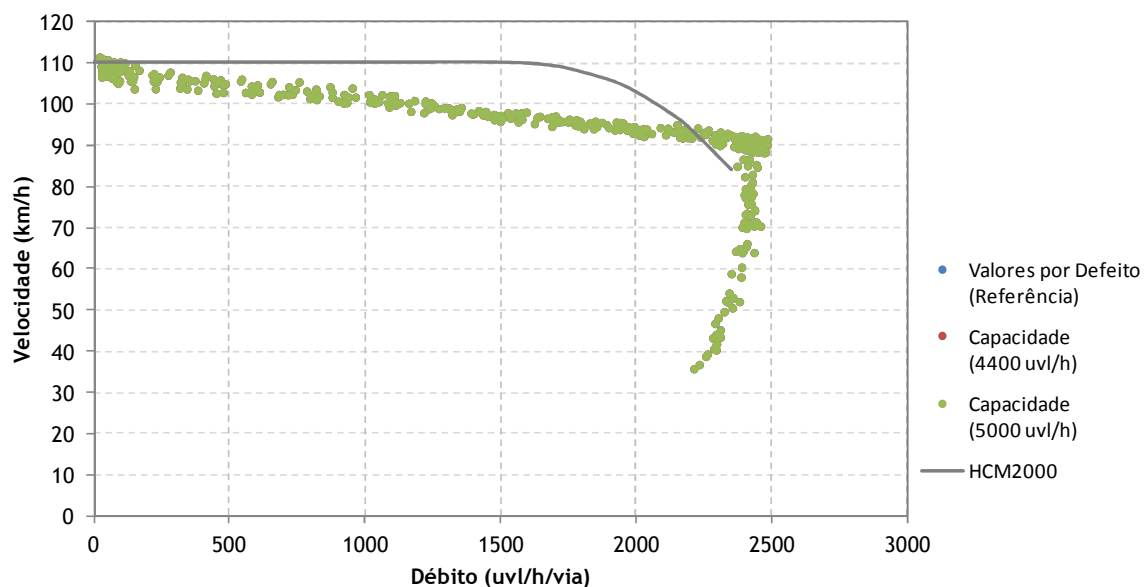
B.5 ACEITAÇÃO DA ORIENTAÇÃO



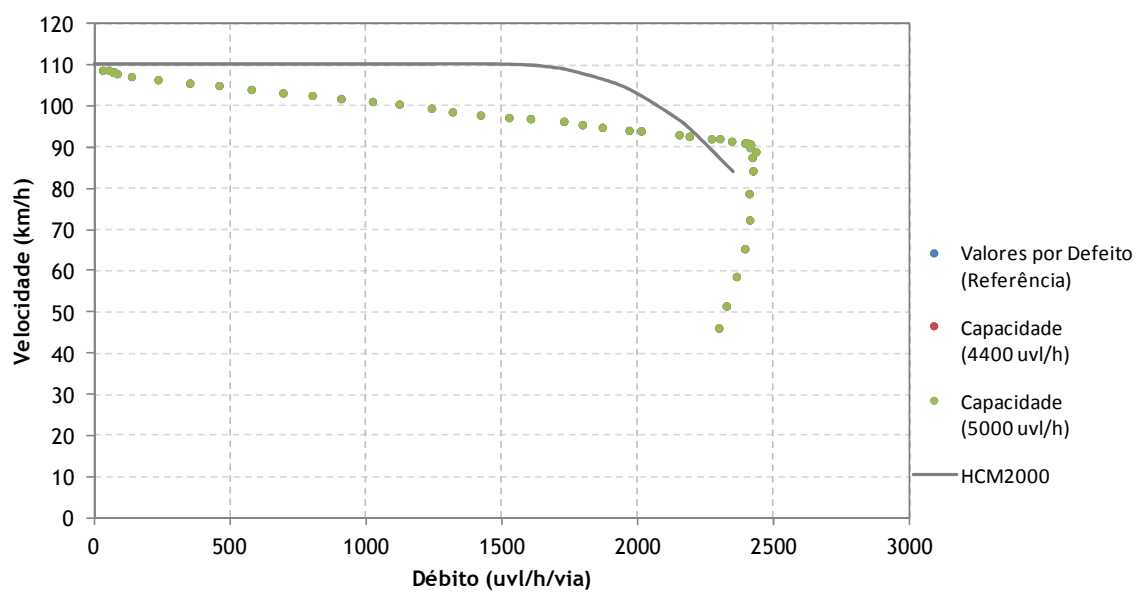
a) Resultados das repetições



b) Média das repetições

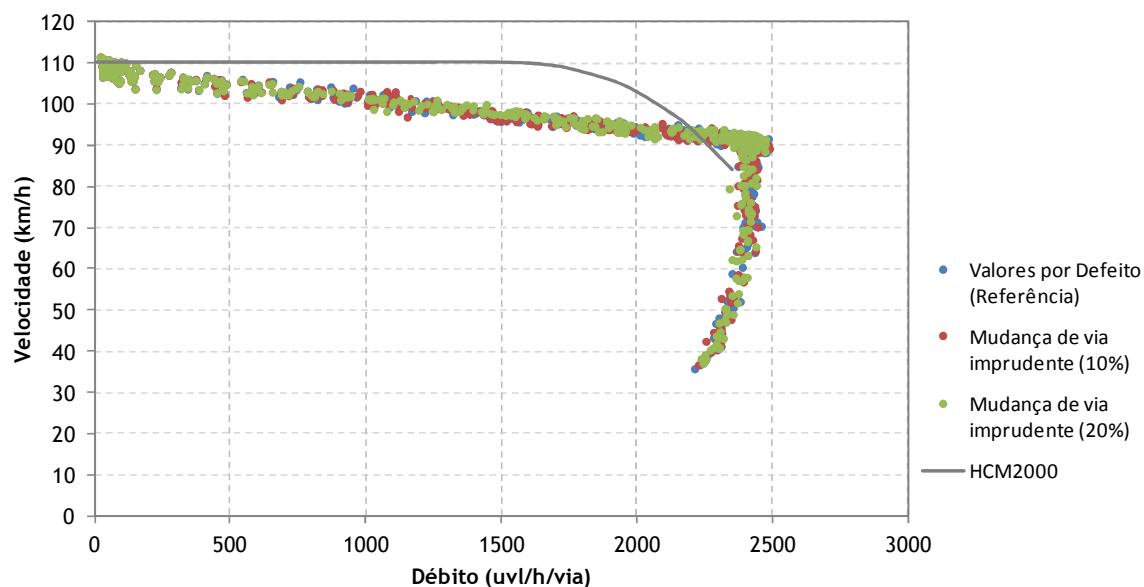
B.6 CAPACIDADE (ARCO)

a) Resultados das repetições

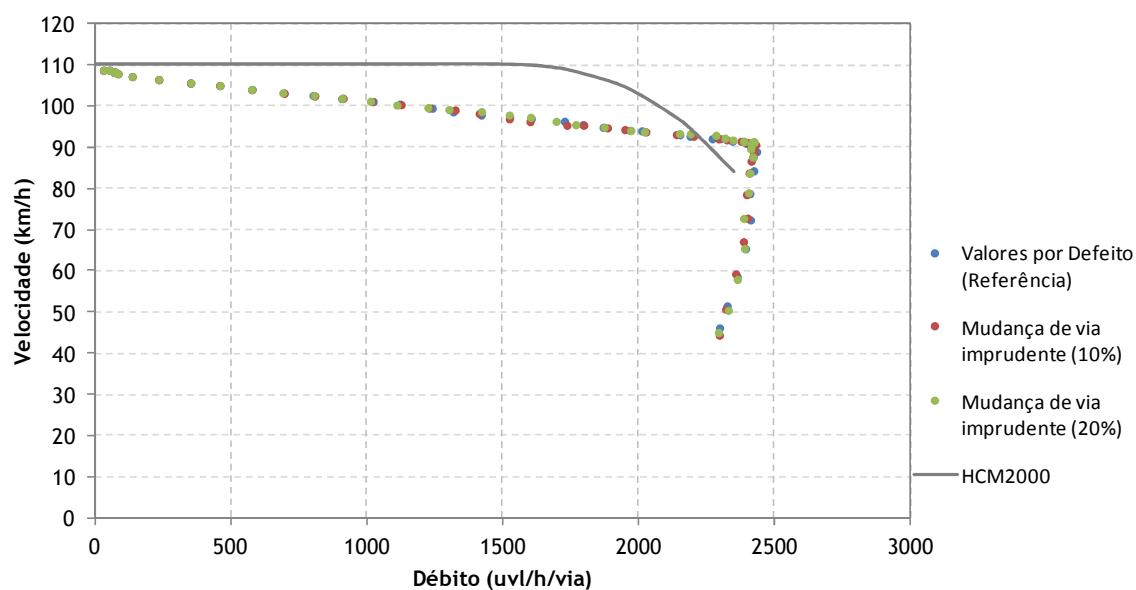


b) Média das repetições

B.7 MUDANÇA DE VIA IMPRUDENTE

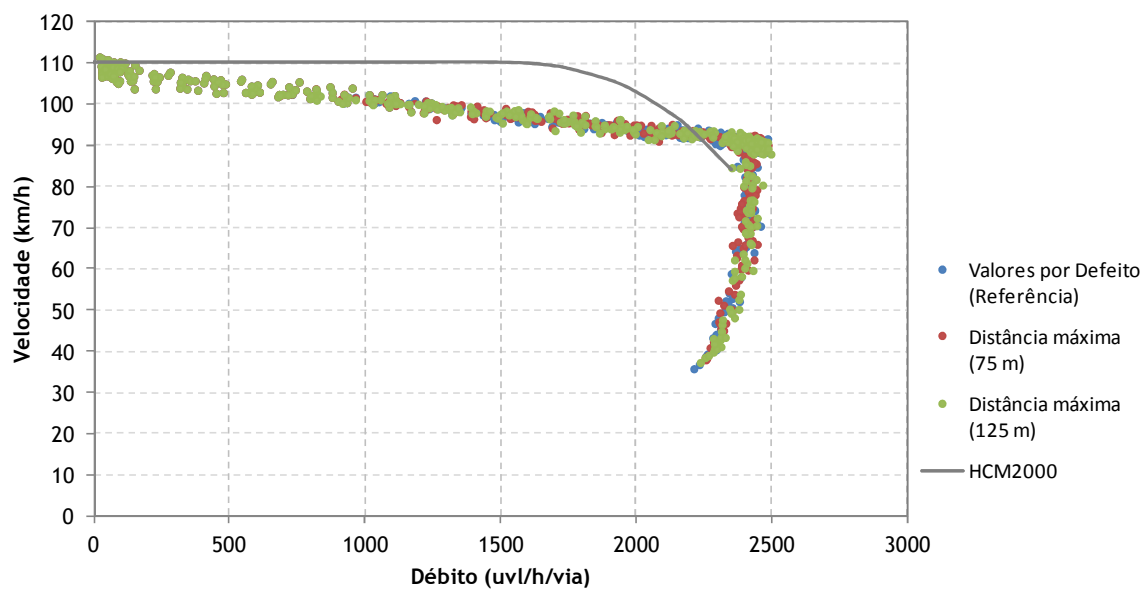


a) Resultados das repetições

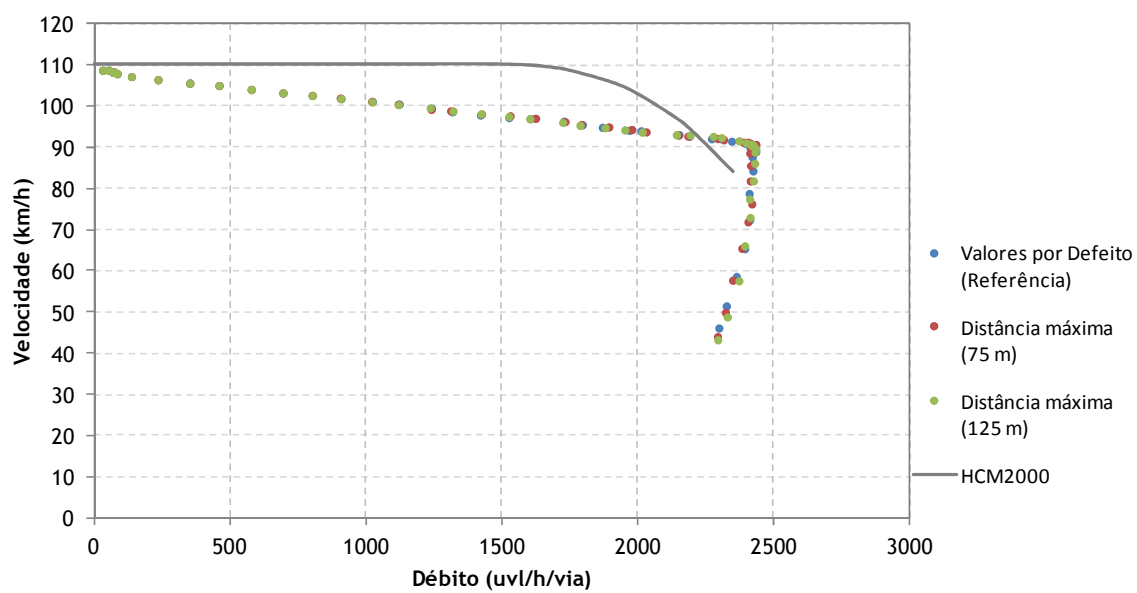


b) Média das repetições

B.8 DISTÂNCIA MÁXIMA

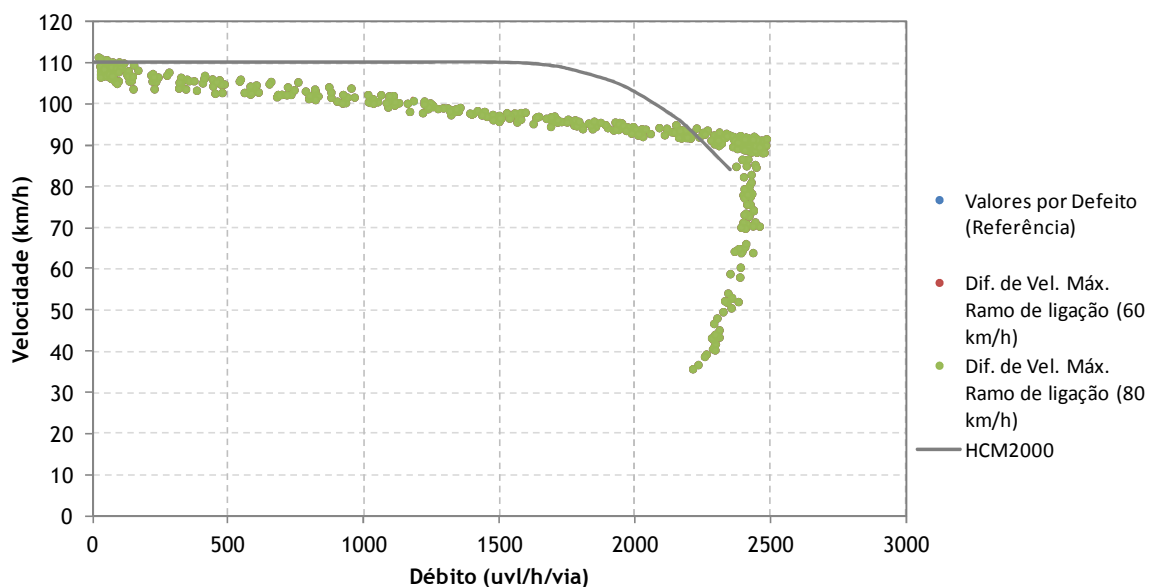


a) Resultados das repetições

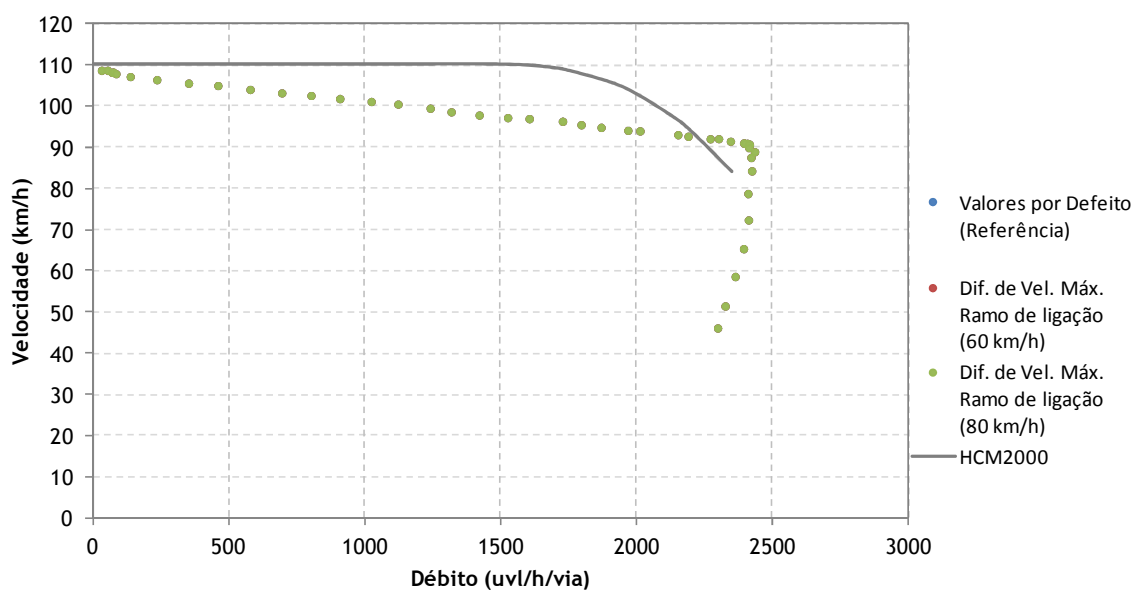


b) Média das repetições

B.9 DIFERENÇA DE VELOCIDADE MÁXIMA NO RAMO DE LIGAÇÃO

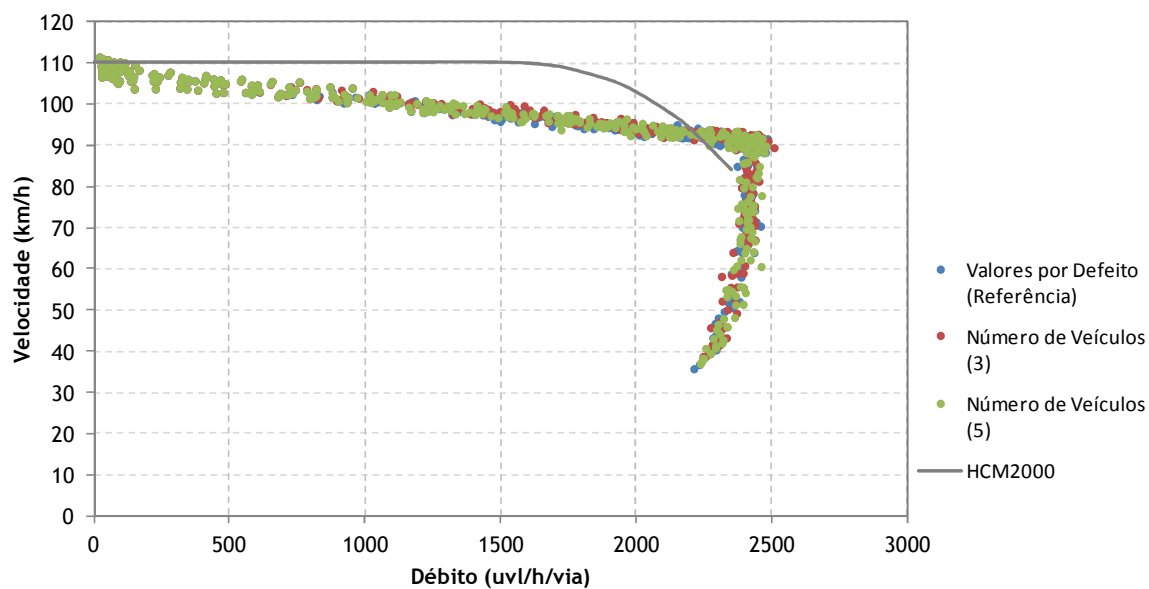


a) Resultados das repetições

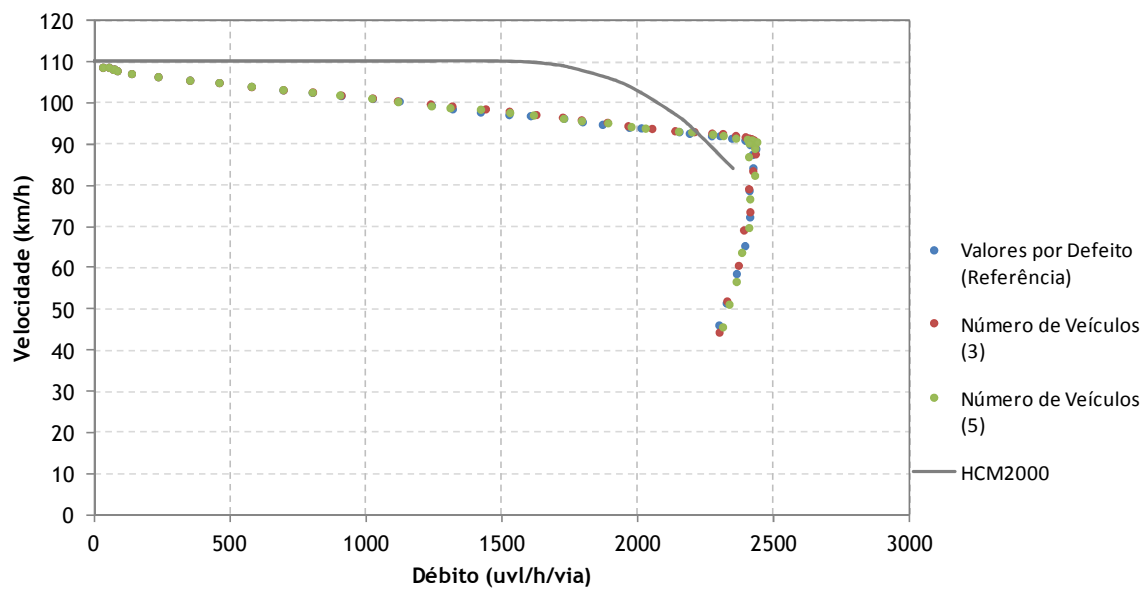


b) Média das repetições

B.10 NÚMERO DE VEÍCULOS

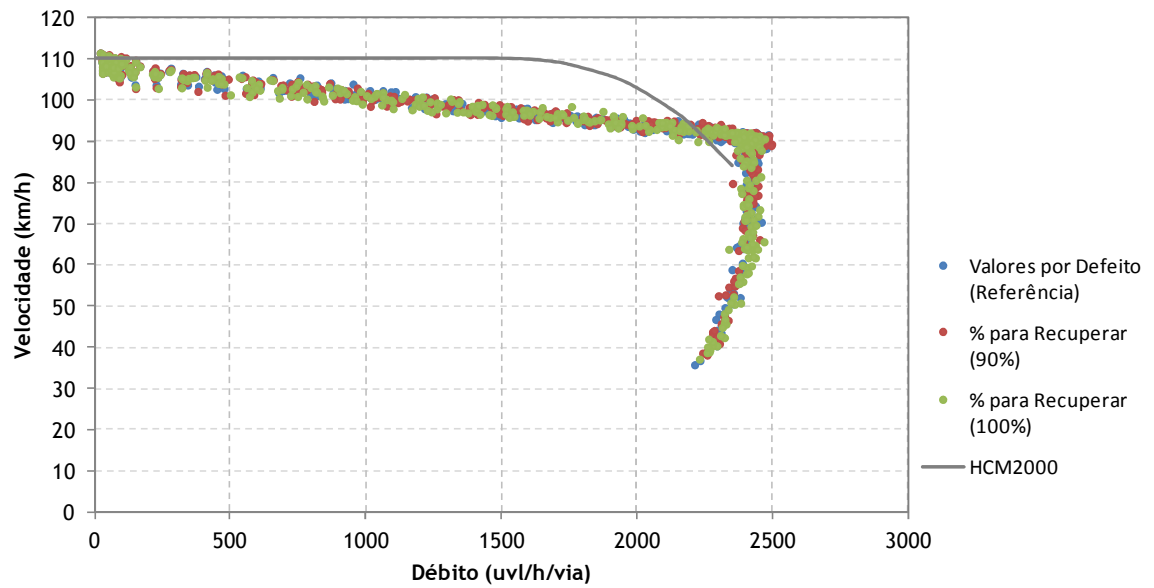


a) Resultados das repetições

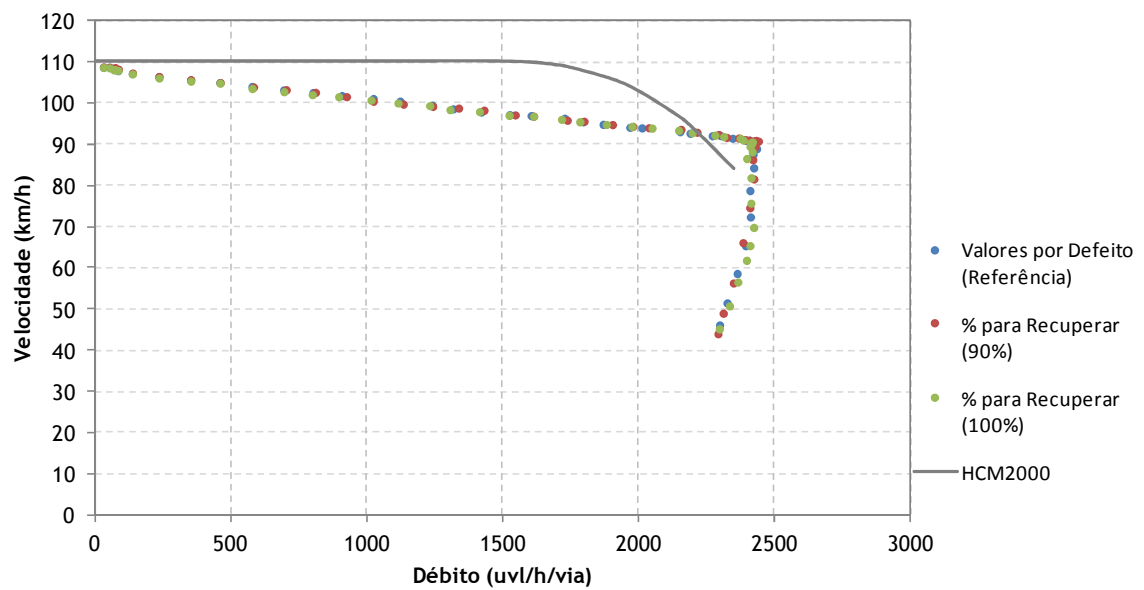


b) Média das repetições

B.11 PERCENTAGEM PARA RECUPERAR

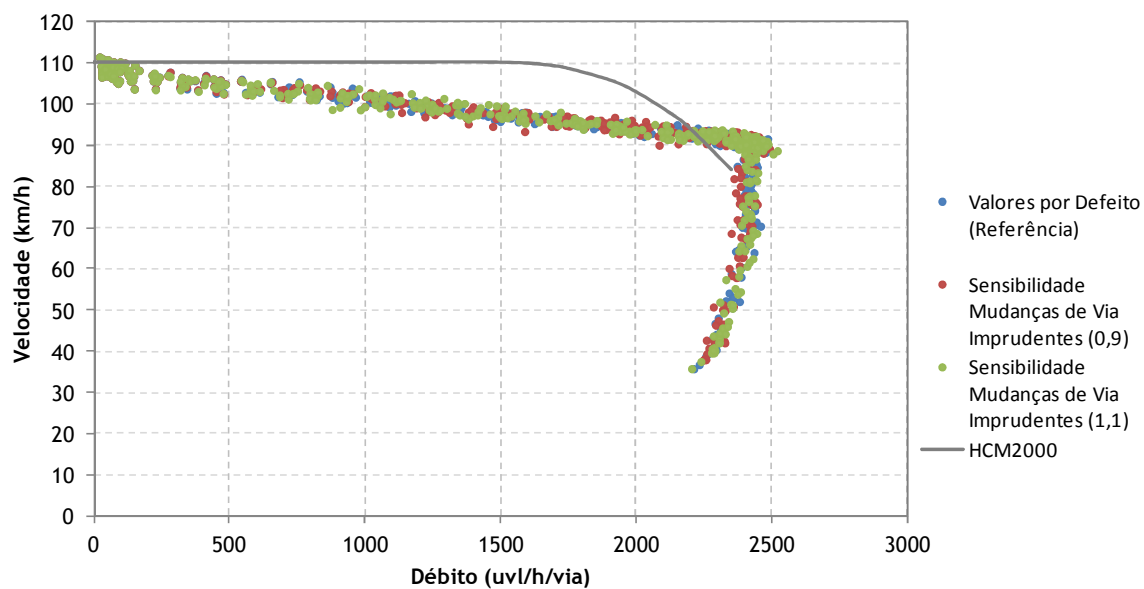


a) Resultados das repetições

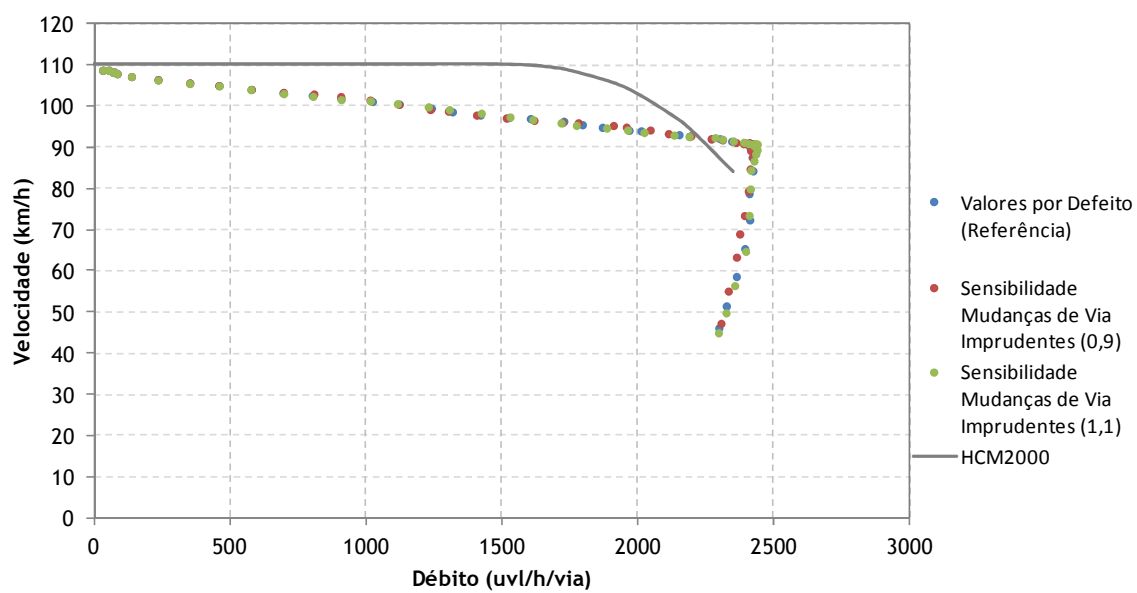


b) Média das repetições

B.12 SENSIBILIDADE PARA OS CASOS DE MUDANÇA DE VIA IMPRUDENTES

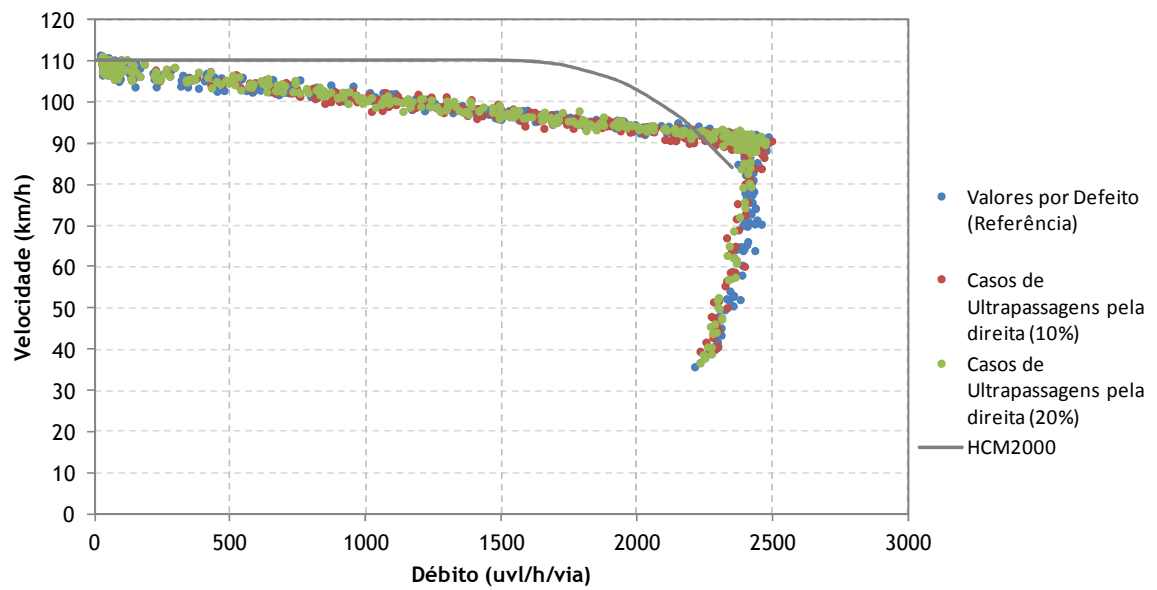


a) Resultados das repetições

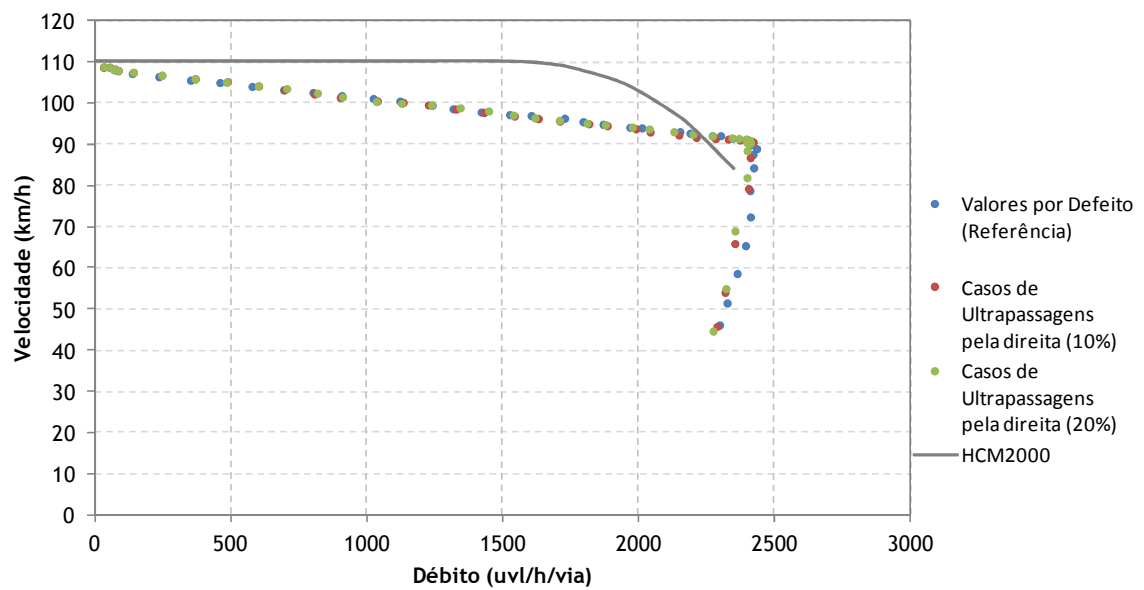


b) Média das repetições

B.13 CASOS DE ULTRAPASSAGENS PELA DIREITA



a) Resultados das repetições



b) Média das repetições

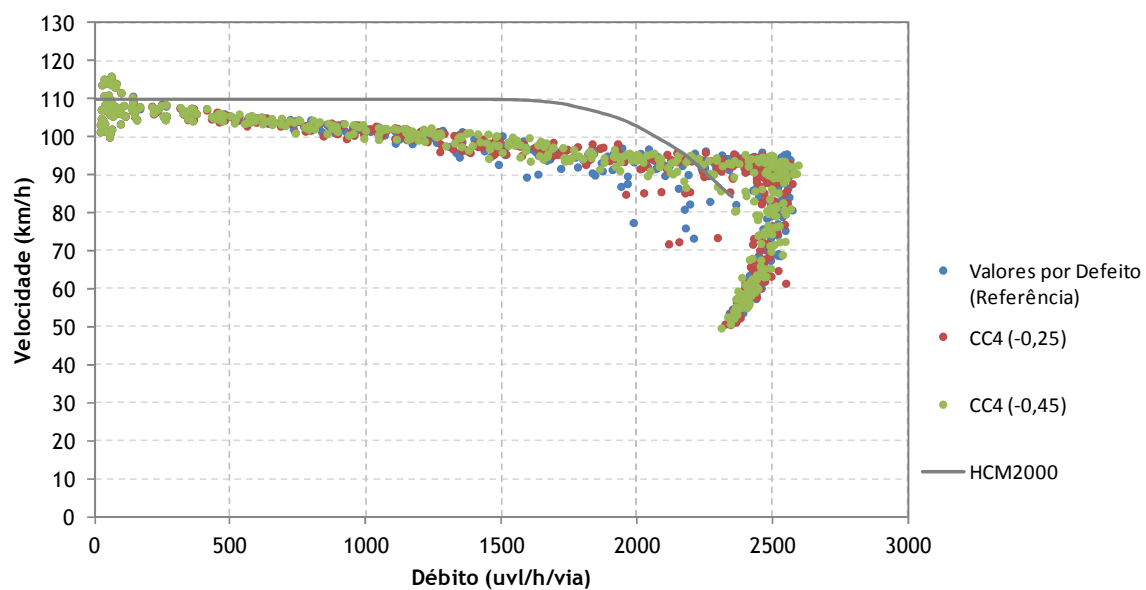
ANEXO C

Resultados da Análise de Sensibilidade

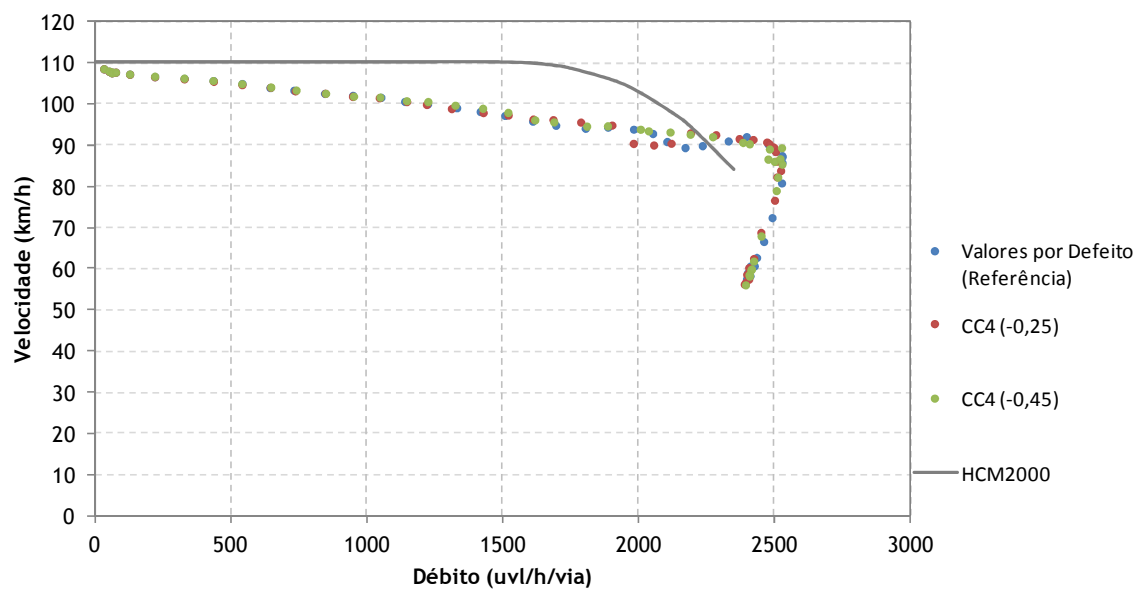
VISSIM

ANEXO C - RESULTADOS DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - VISSIM

C.1 CC4 - NEGATIVE FOLLOWING THRESHOLD

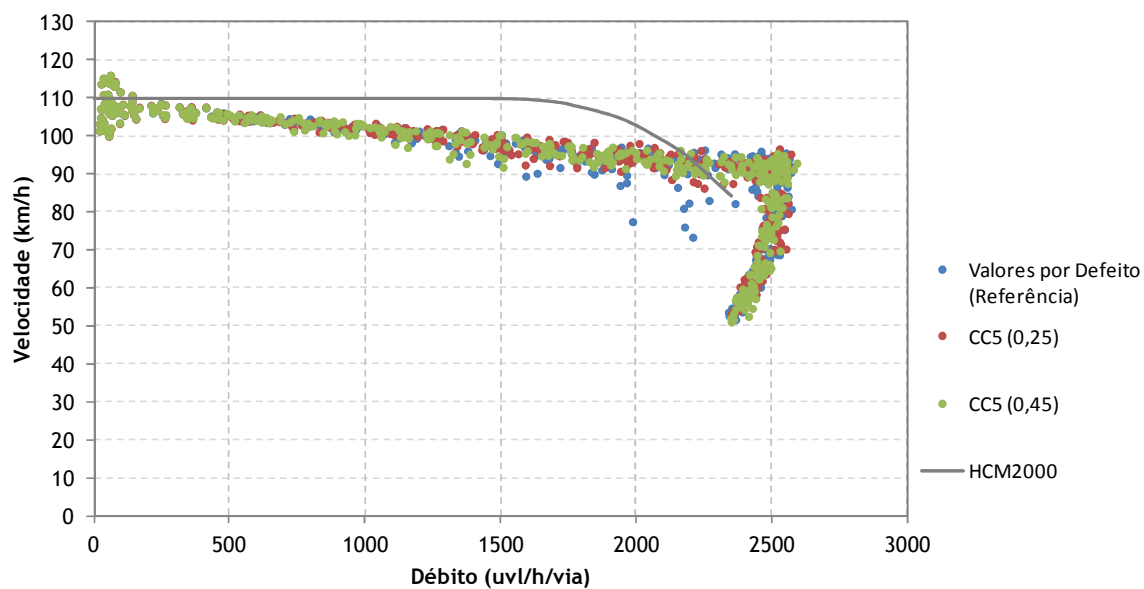


a) Resultados das repetições

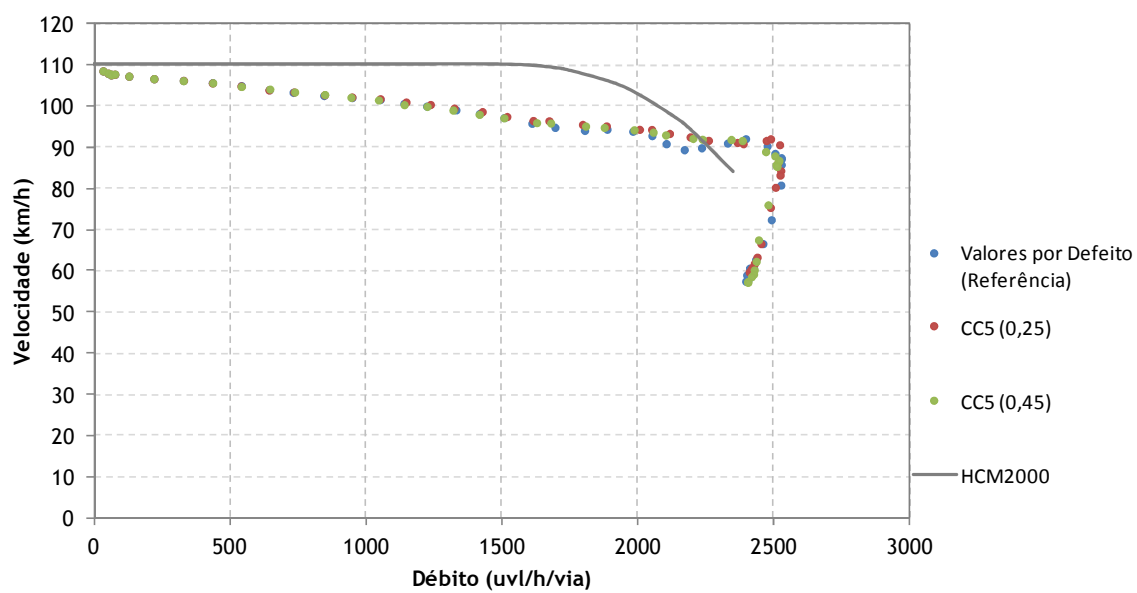


b) Média das repetições

C.2 CC5 - POSITIVE FOLLOWING THRESHOLD

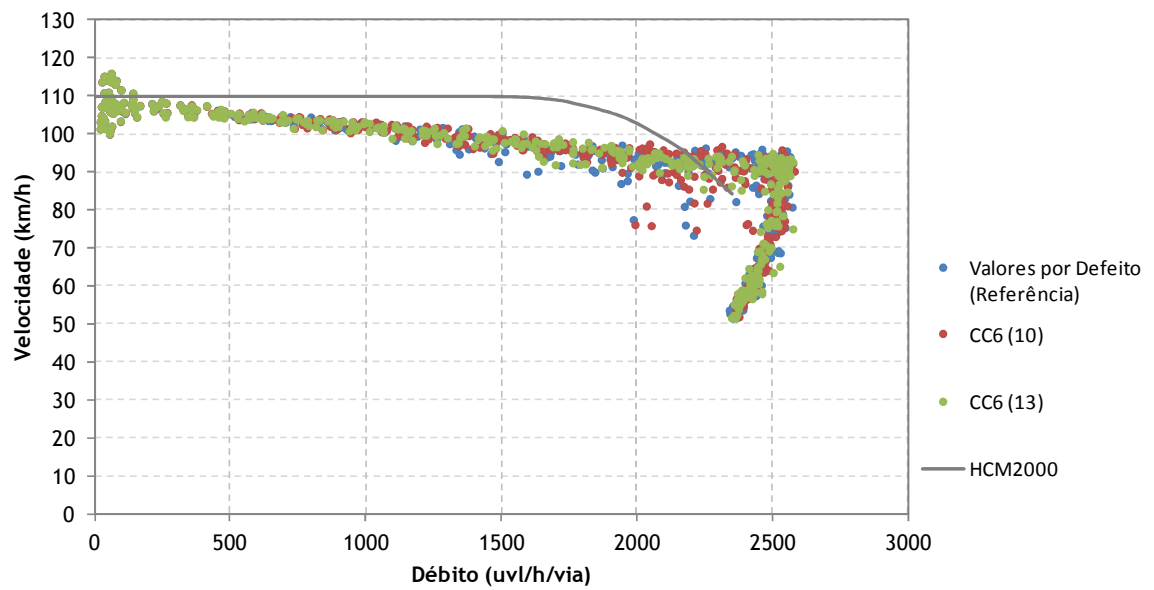


a) Resultados das repetições

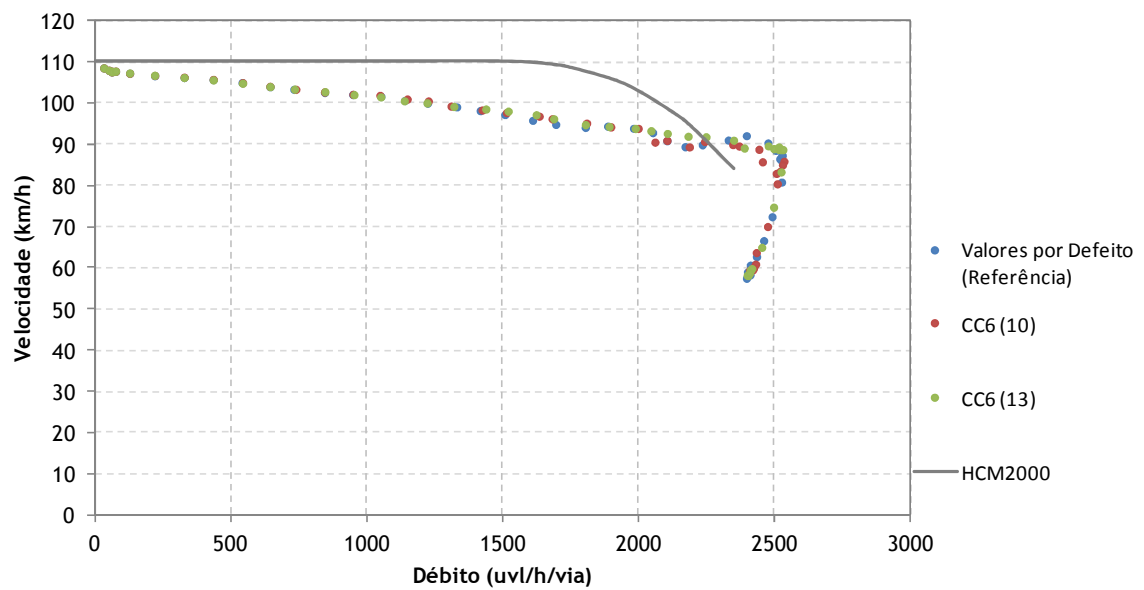


b) Média das repetições

C.3 CC6 - SPEED DEPENDENCY OF OSCILLATION

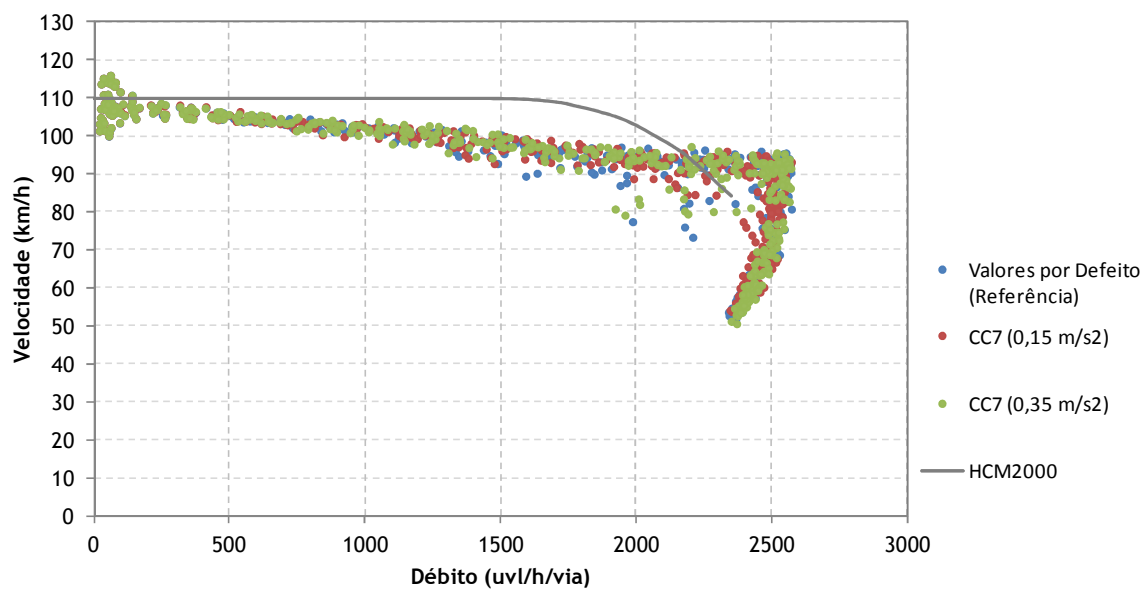


a) Resultados das repetições

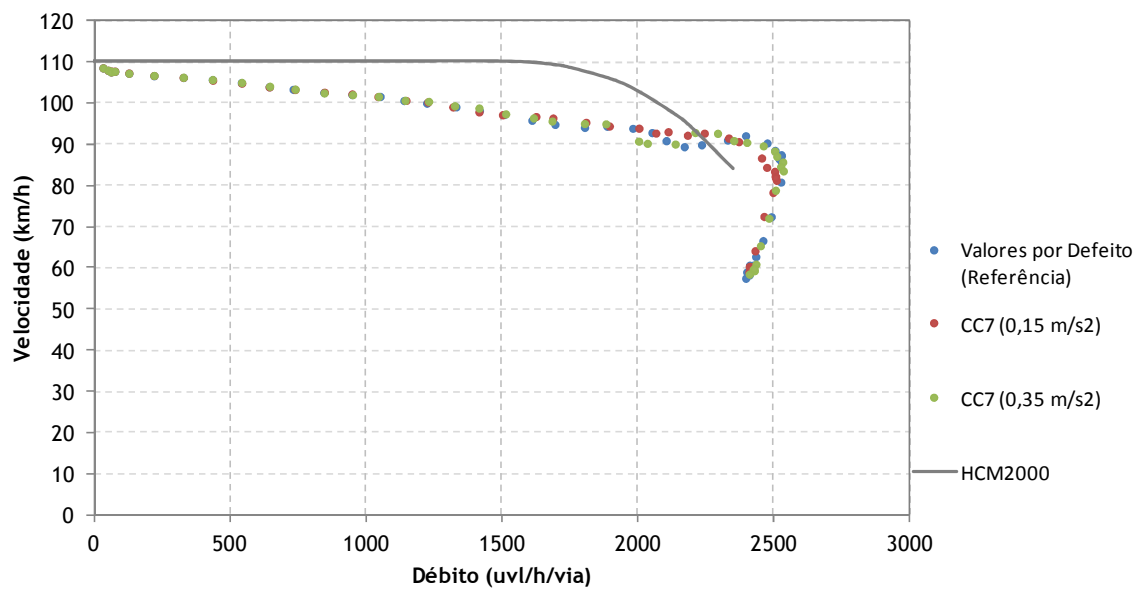


b) Média das repetições

C.4 CC7 - OSCILLATION ACCELERATION

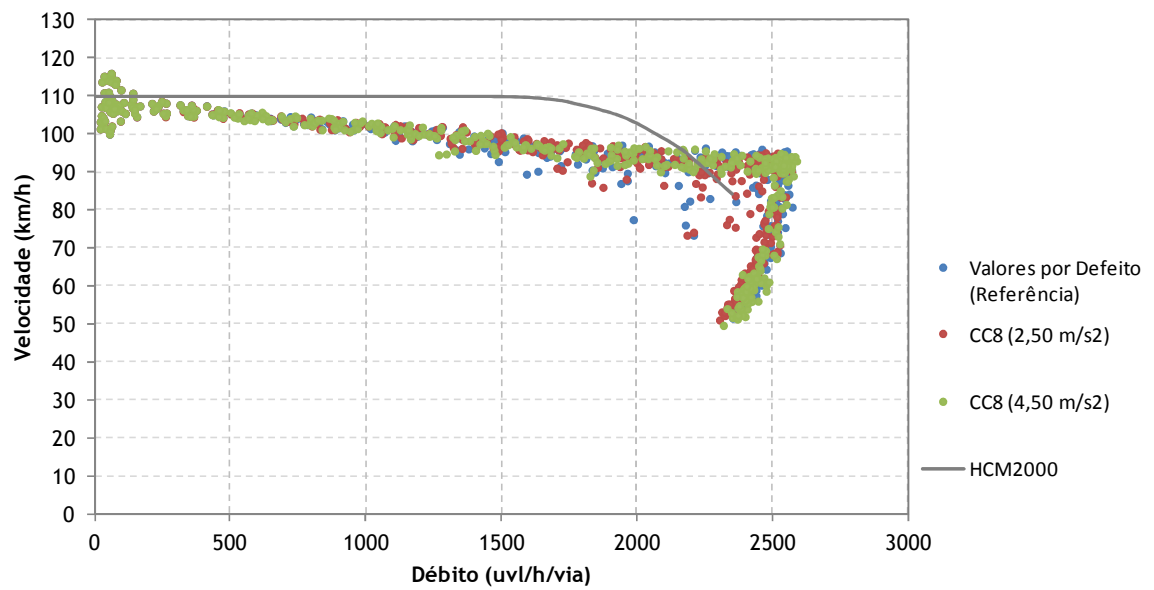


a) Resultados das repetições

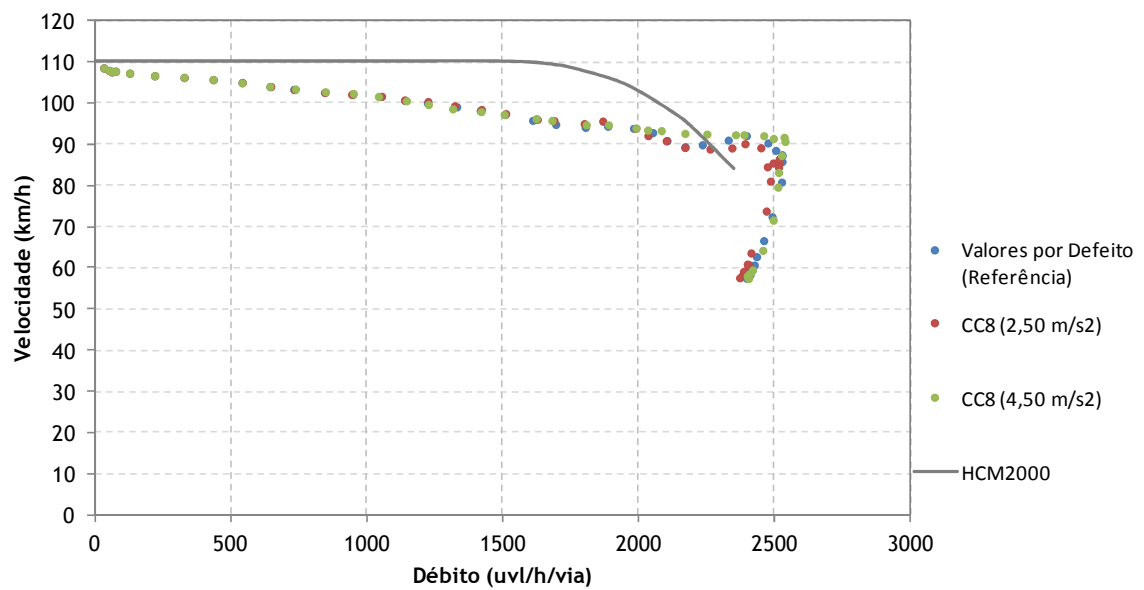


b) Média das repetições

C.5 CC8 - STANDSTILL ACCELERATION

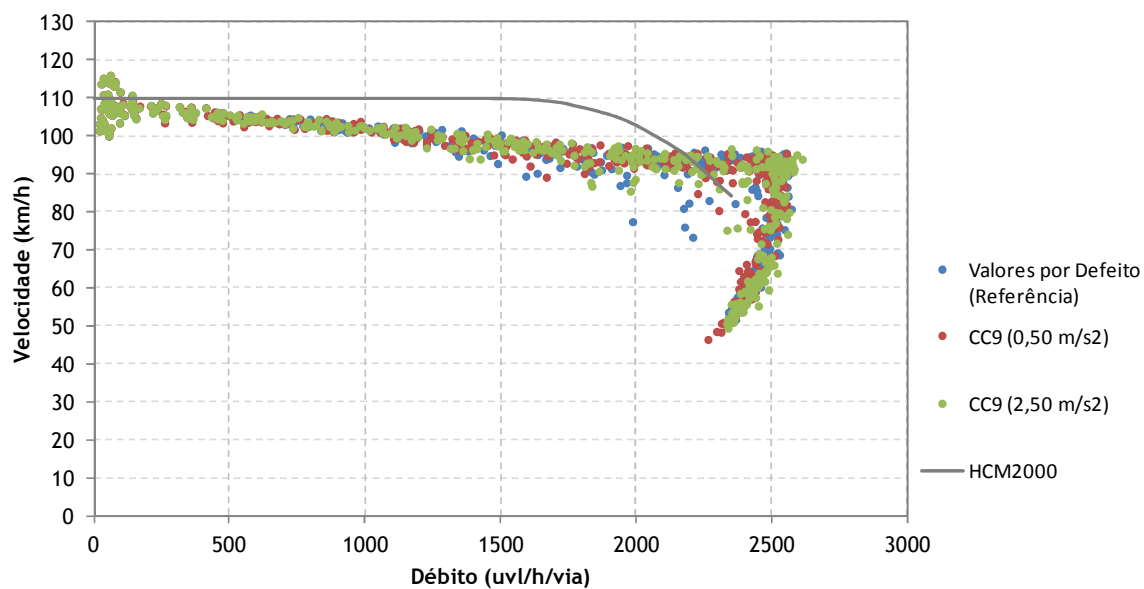


a) Resultados das repetições

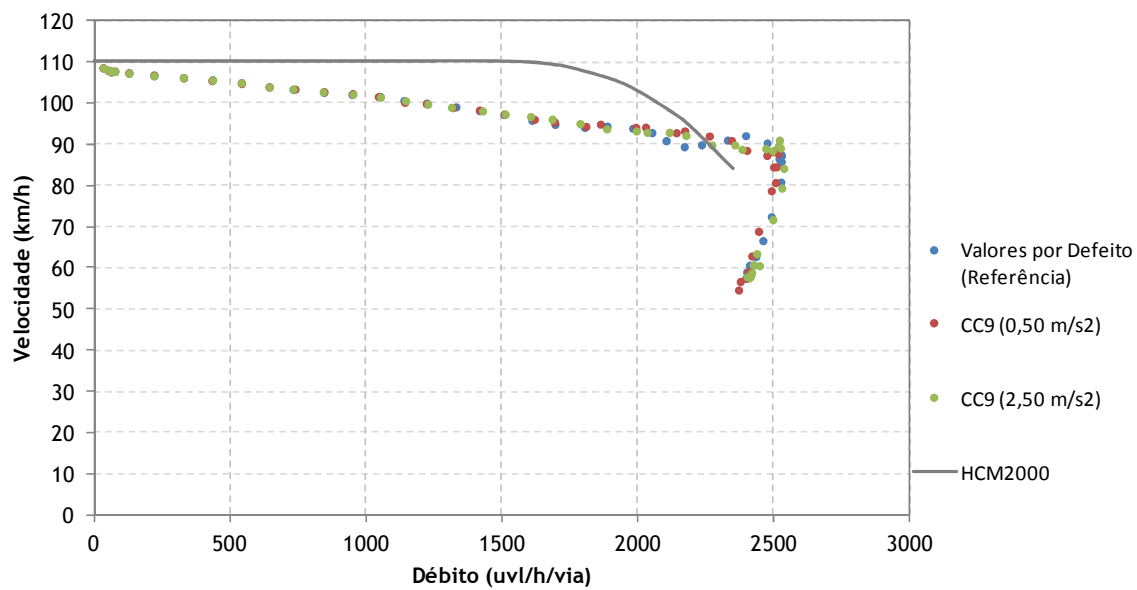


b) Média das repetições

C.6 CC9 - ACCELERATION AT 80 KM/H

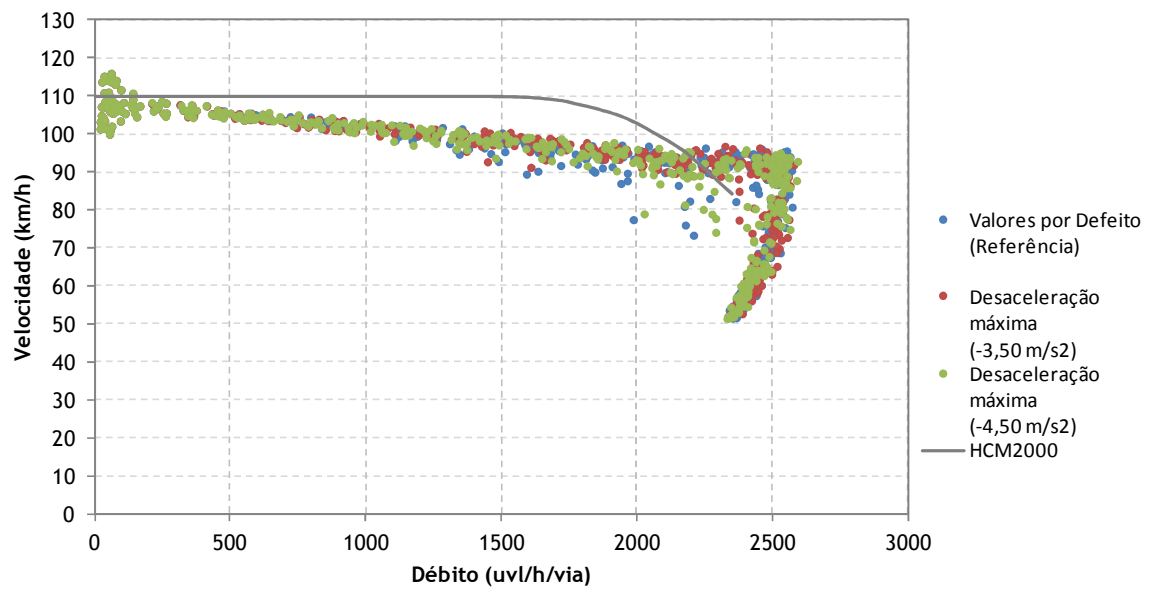


a) Resultados das repetições

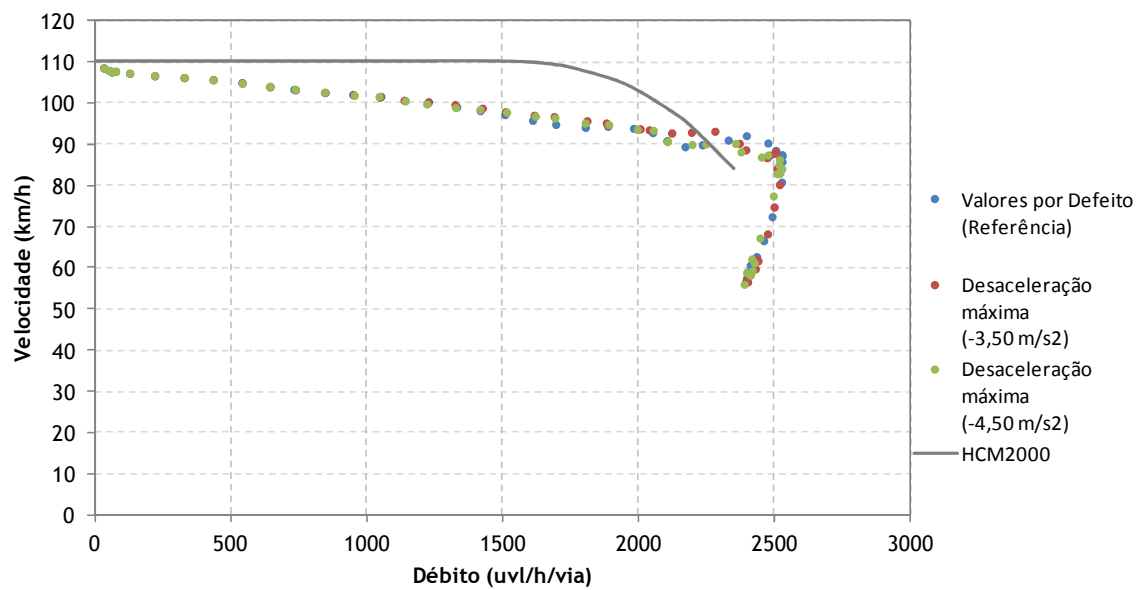


b) Média das repetições

C.7 FREE LANE CHANGE - DESACELERAÇÃO MÁXIMA

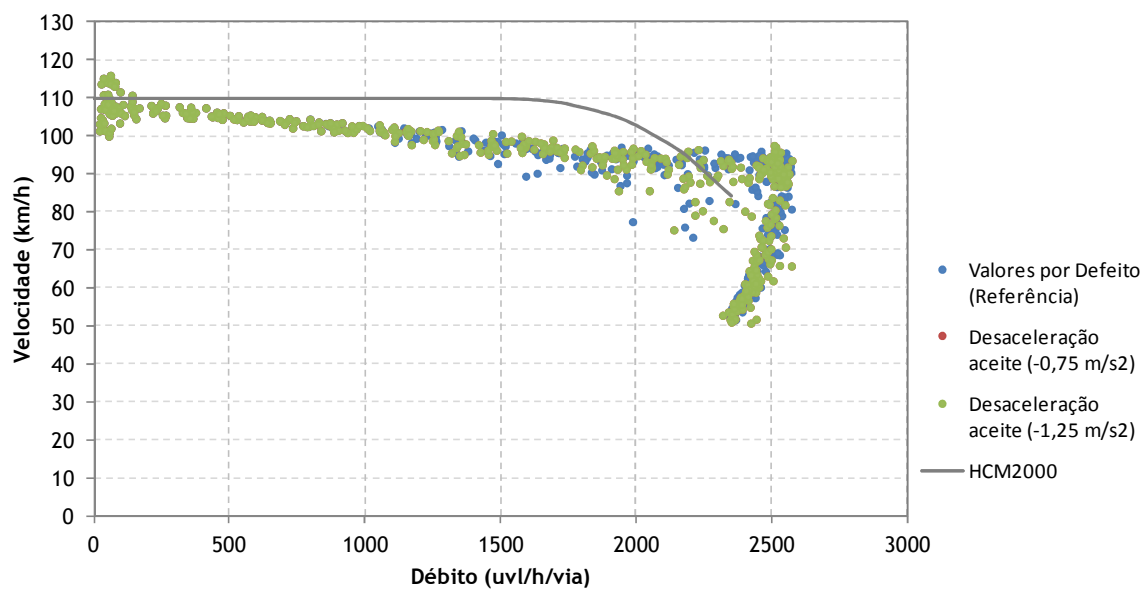


a) Resultados das repetições

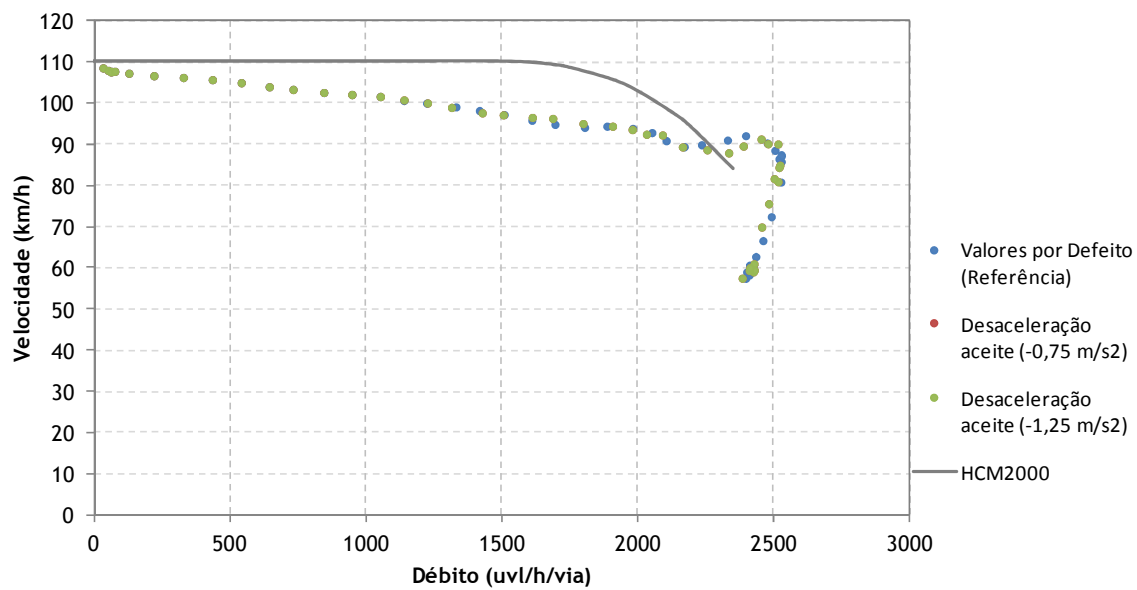


b) Média das repetições

C.8 FREE LANE CHANGE - DESACELERAÇÃO ACEITE

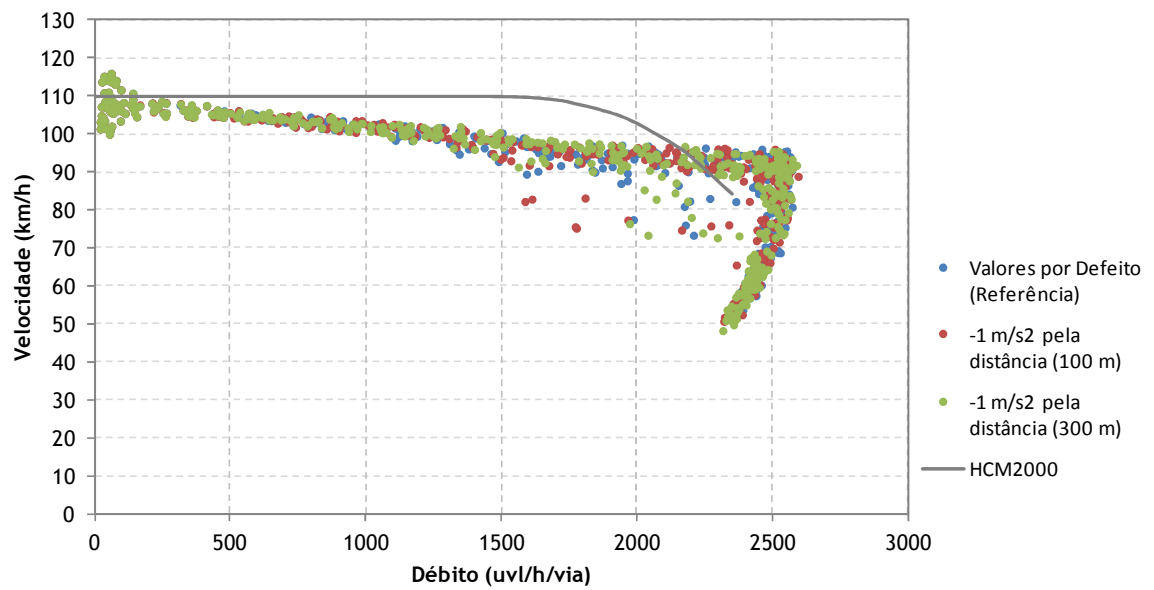


a) Resultados das repetições

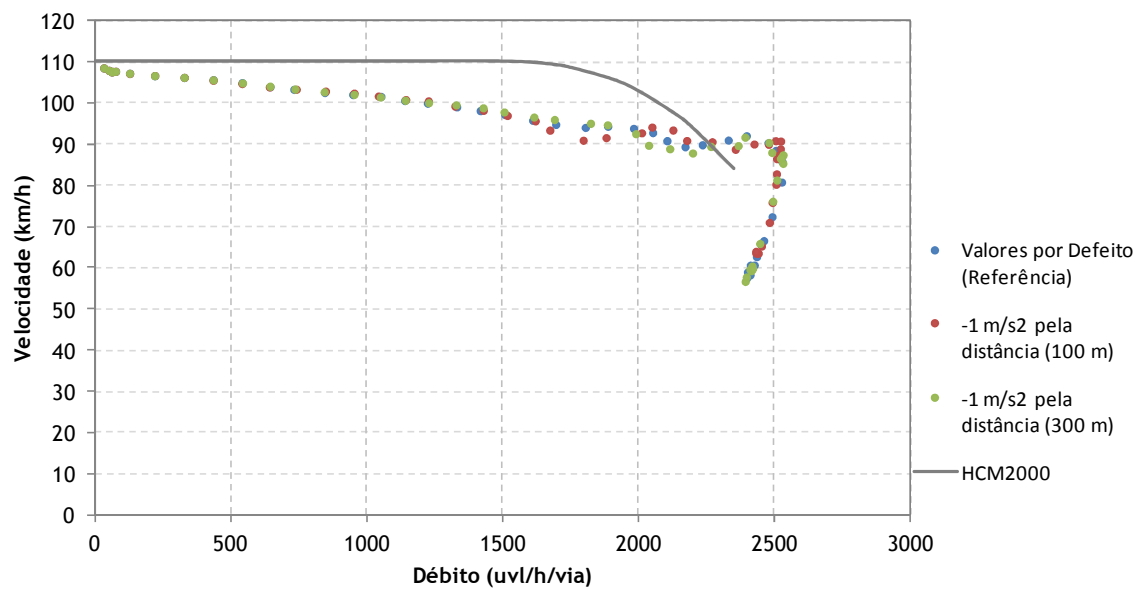


b) Média das repetições

C.9 FREE LANE CHANGE - -1 M/S² PELA DISTÂNCIA

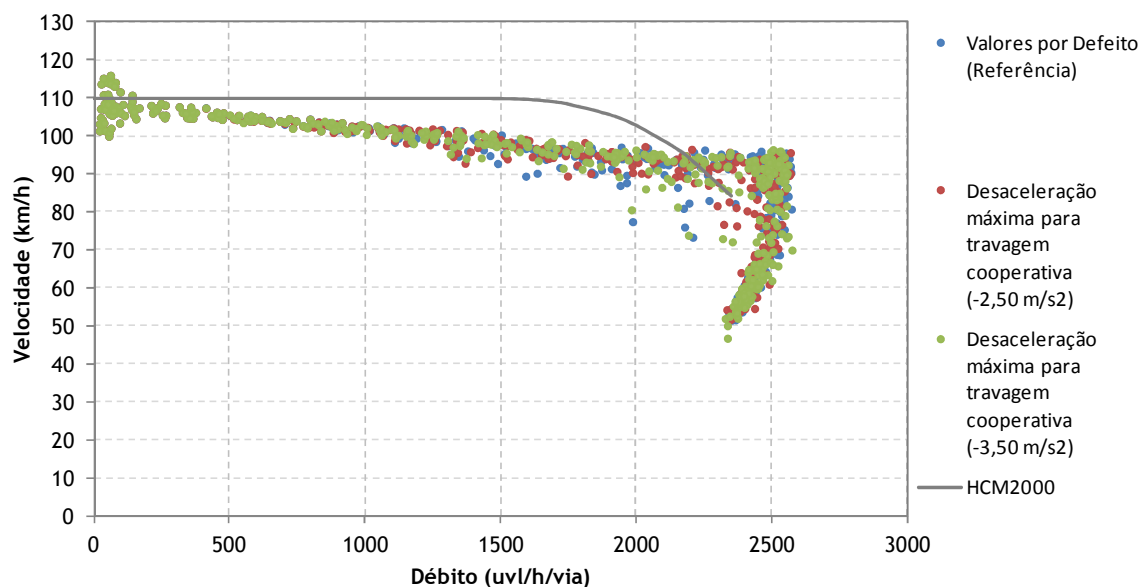


a) Resultados das repetições

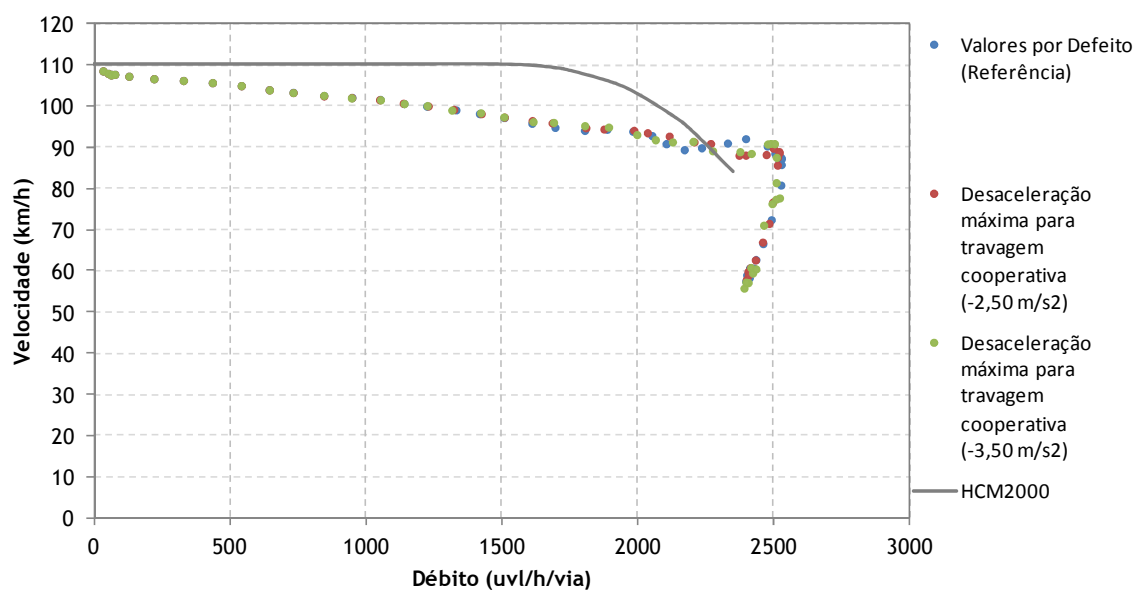


b) Média das repetições

C.10 FREE LANE CHANGE - DESACELERAÇÃO MÁXIMA PARA TRAVAGEM COOPERATIVA

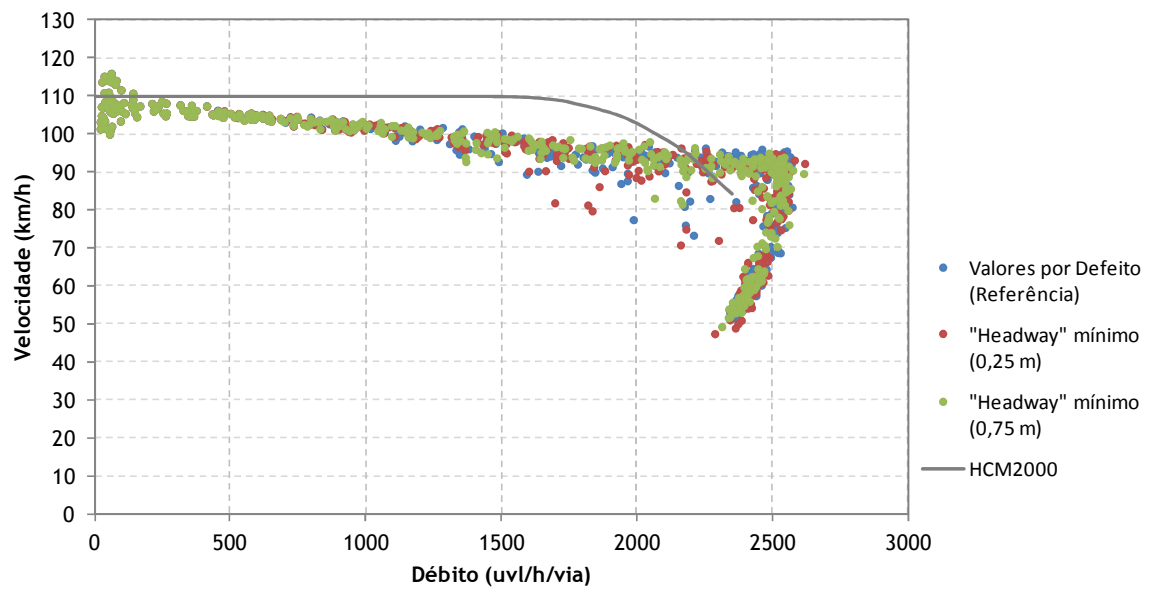


a) Resultados das repetições

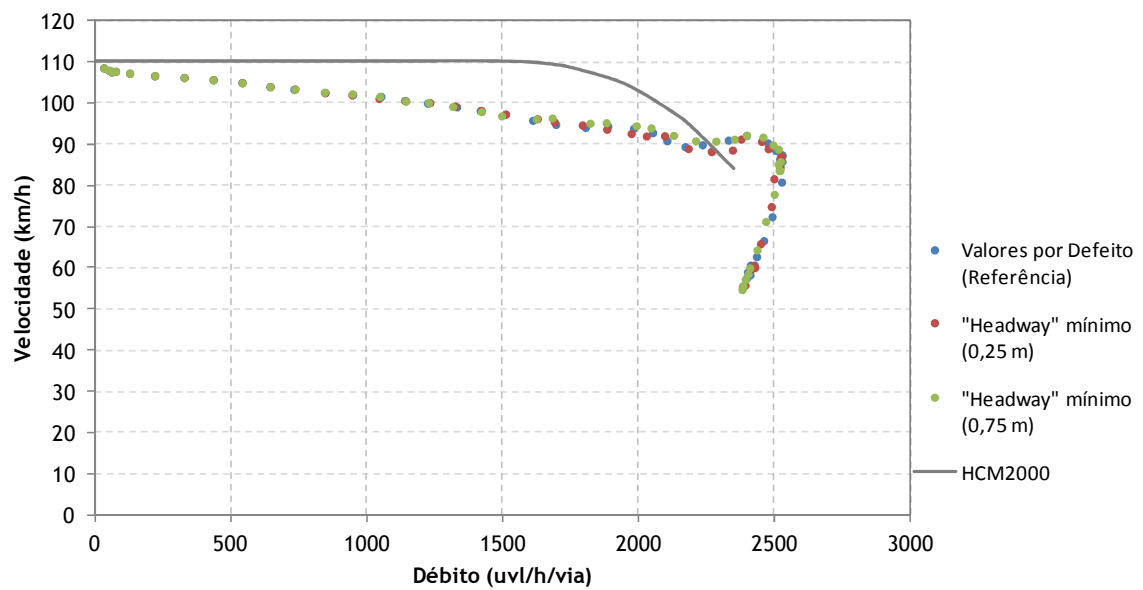


b) Média das repetições

C.11 FREE LANE CHANGE - "HEADWAY" Mínimo

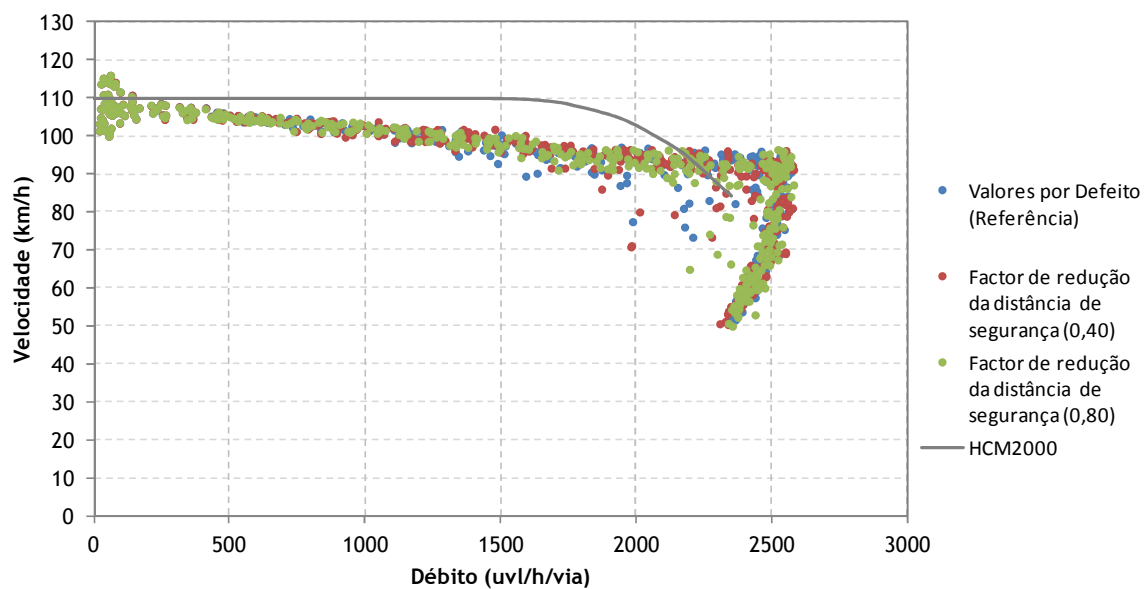


a) Resultados das repetições

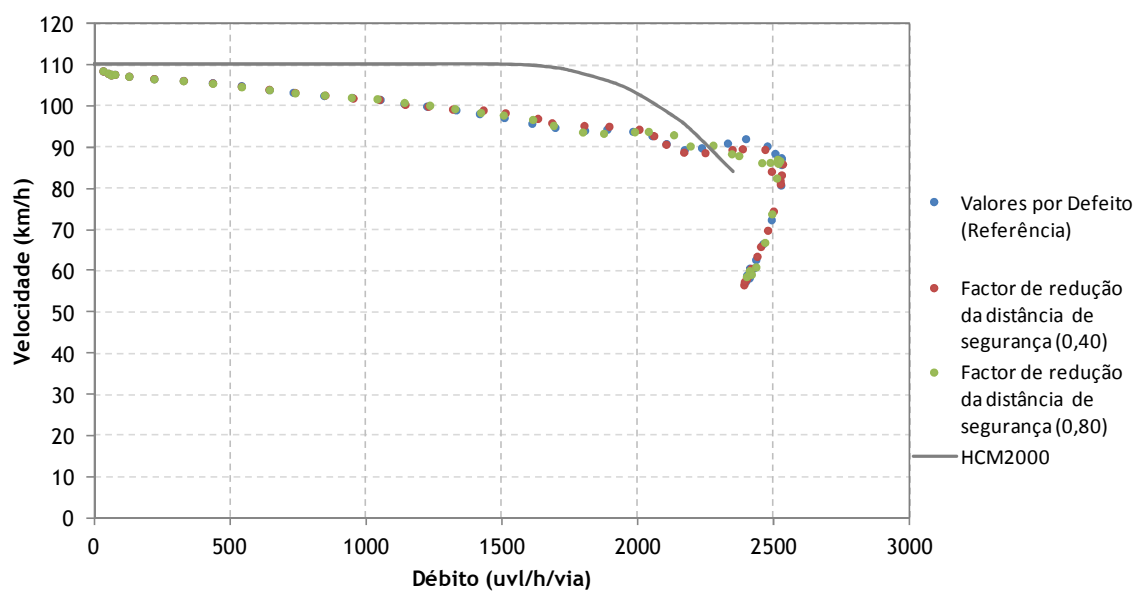


b) Média das repetições

C.12 FREE LANE CHANGE - FATOR DE REDUÇÃO DA DISTÂNCIA DE SEGURANÇA

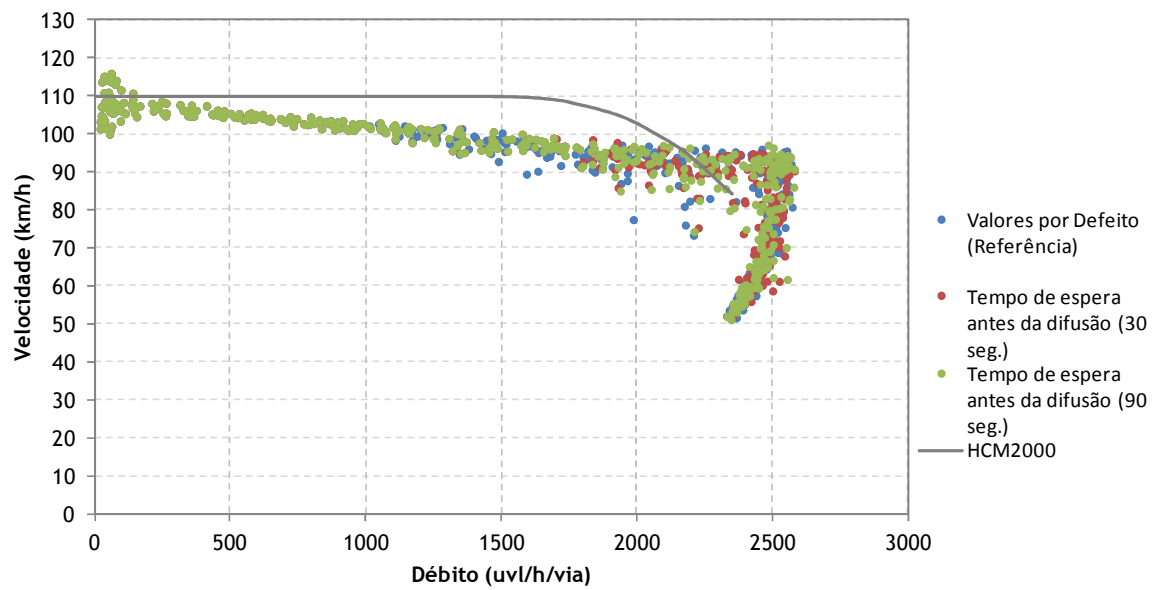


a) Resultados das repetições

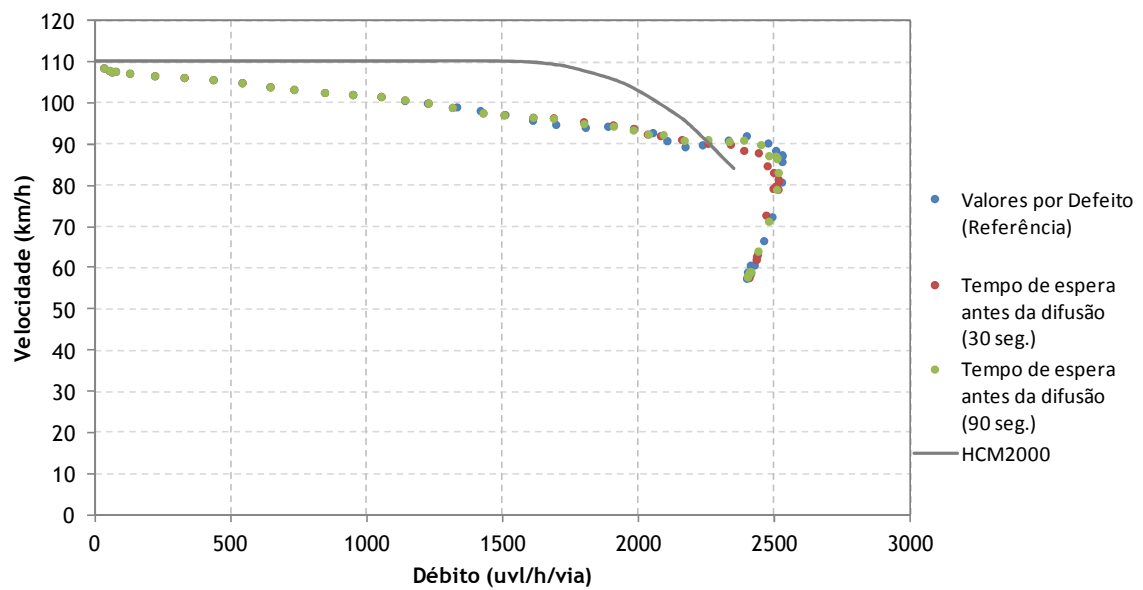


b) Média das repetições

C.13 FREE LANE CHANGE - TEMPO DE ESPERA ANTES DA DIFUSÃO

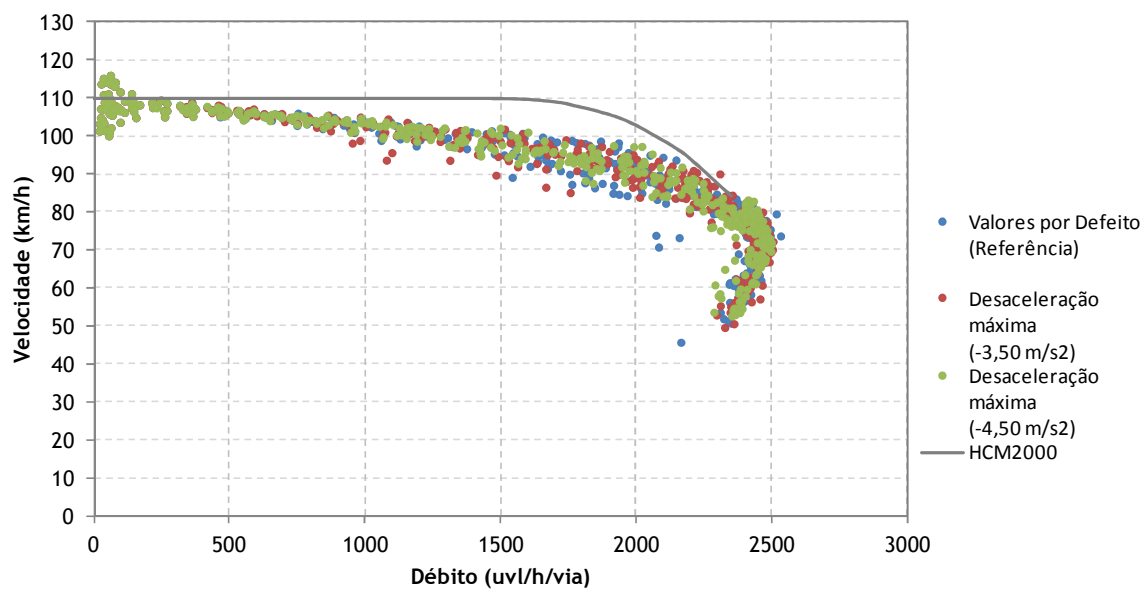


a) Resultados das repetições

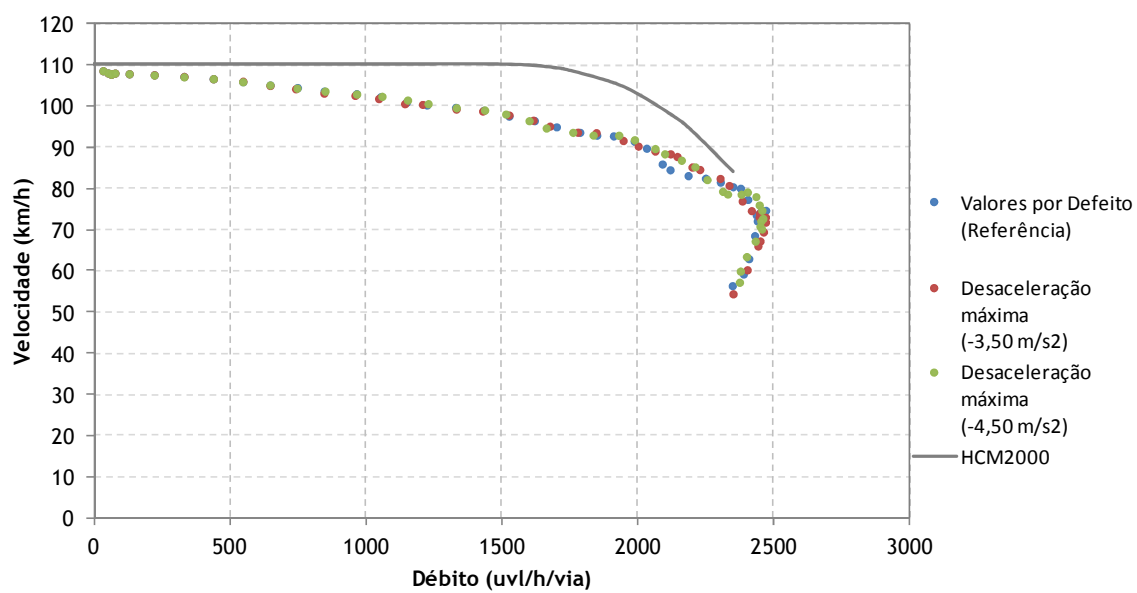


b) Média das repetições

C.14 RIGHT SIDE RULE - DESACELERAÇÃO MÁXIMA

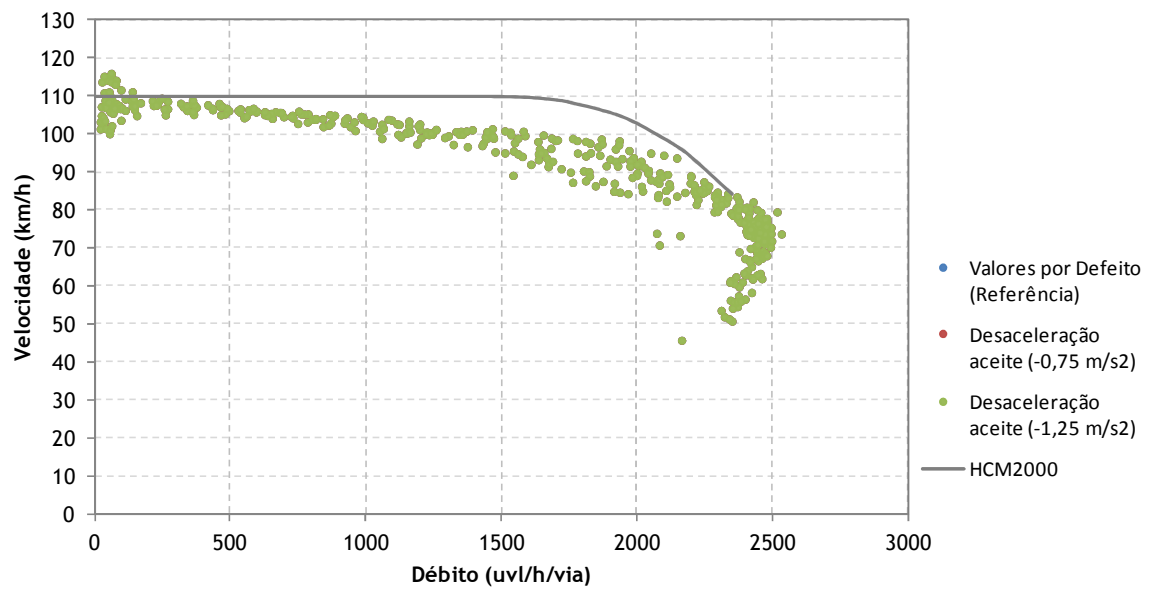


a) Resultados das repetições

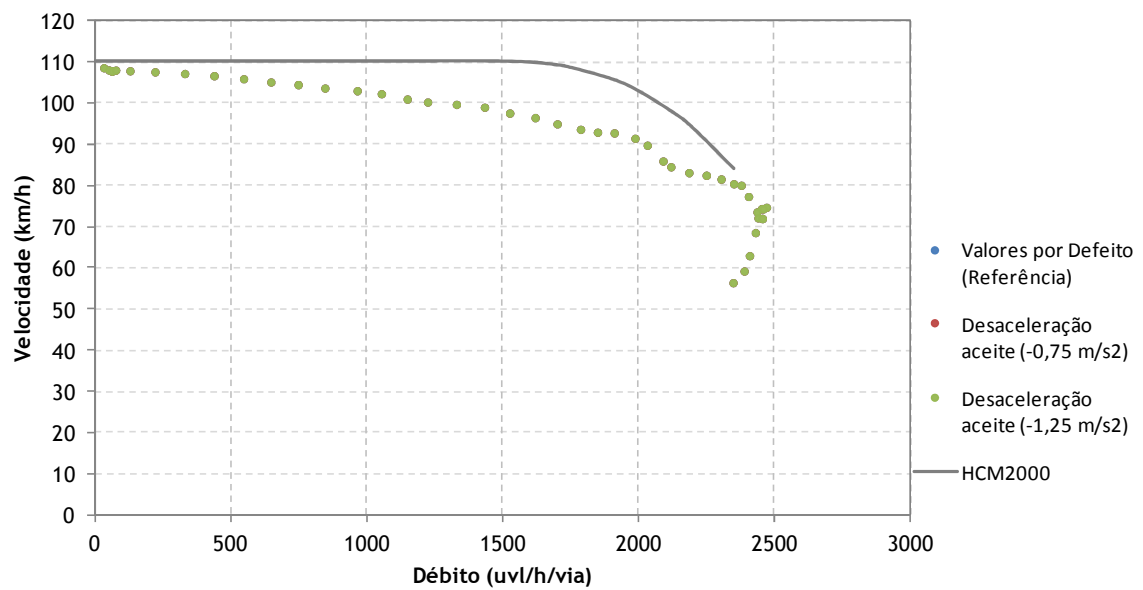


b) Média das repetições

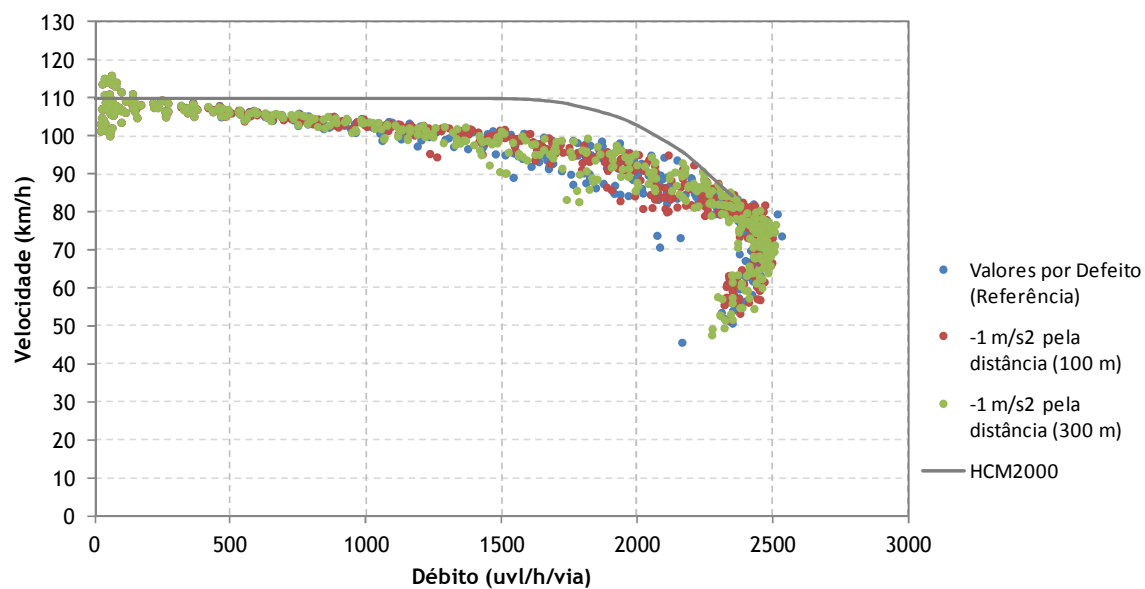
C.15 RIGHT SIDE RULE - DESACELERAÇÃO ACEITE



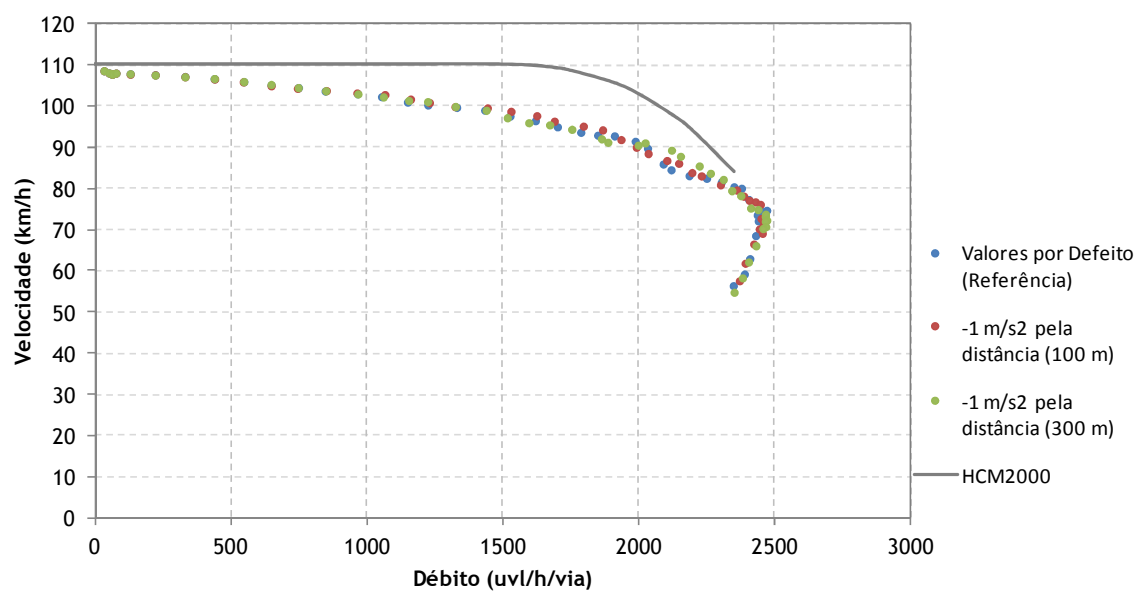
a) Resultados das repetições



b) Média das repetições

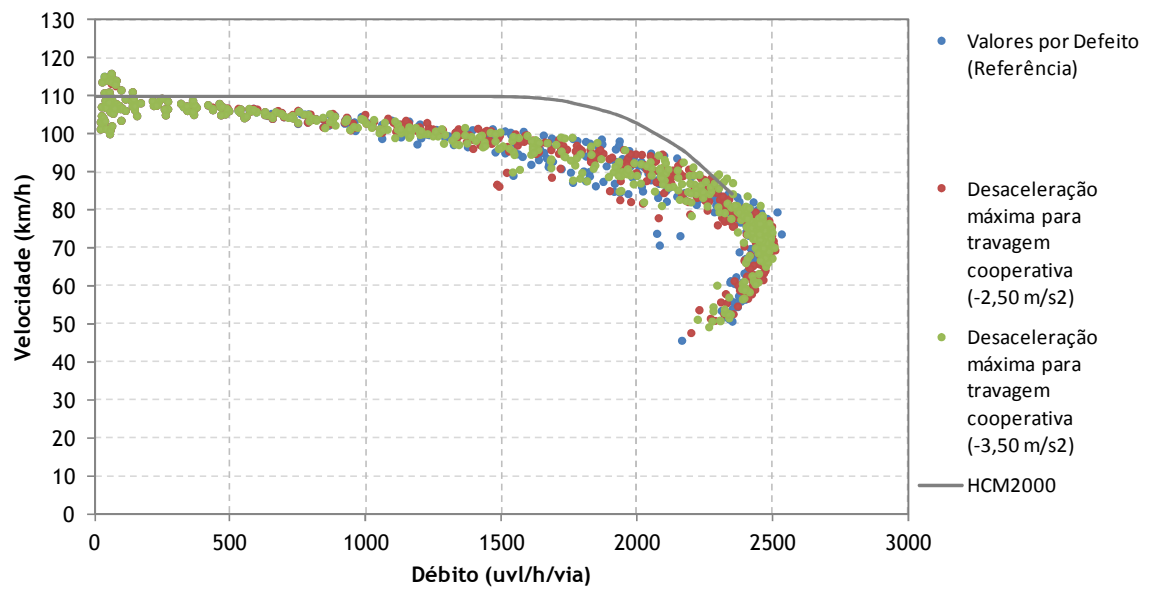
C.16 RIGHT SIDE RULE - -1 m/s^2 PELA DISTÂNCIA

a) Resultados das repetições

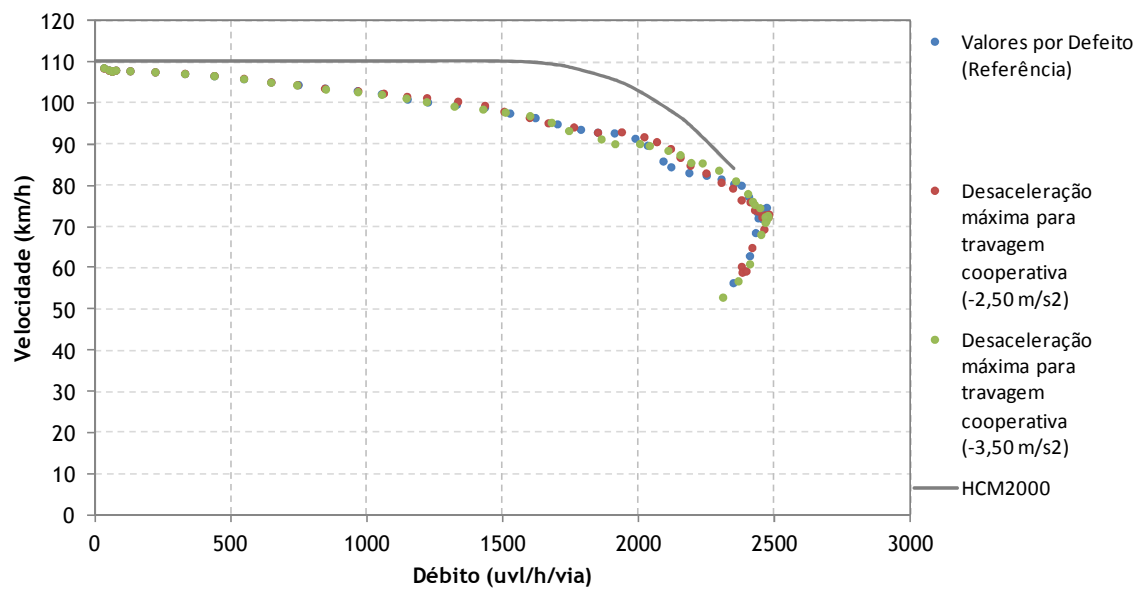


b) Média das repetições

C.17 RIGHT SIDE RULE - DESACELERAÇÃO MÁXIMA PARA TRAVAGEM COOPERATIVA

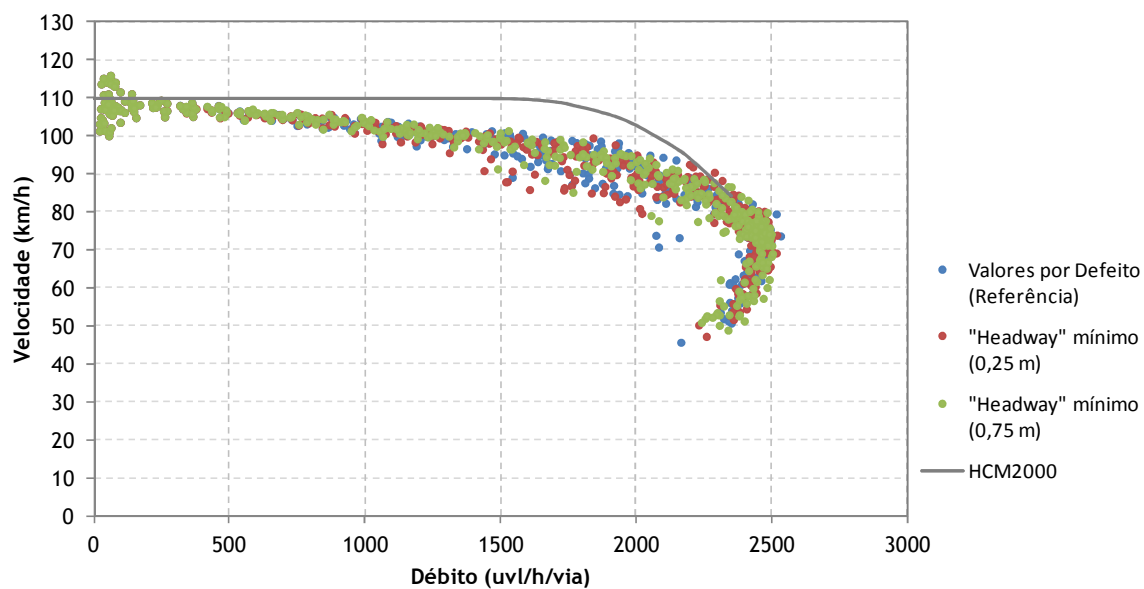


a) Resultados das repetições

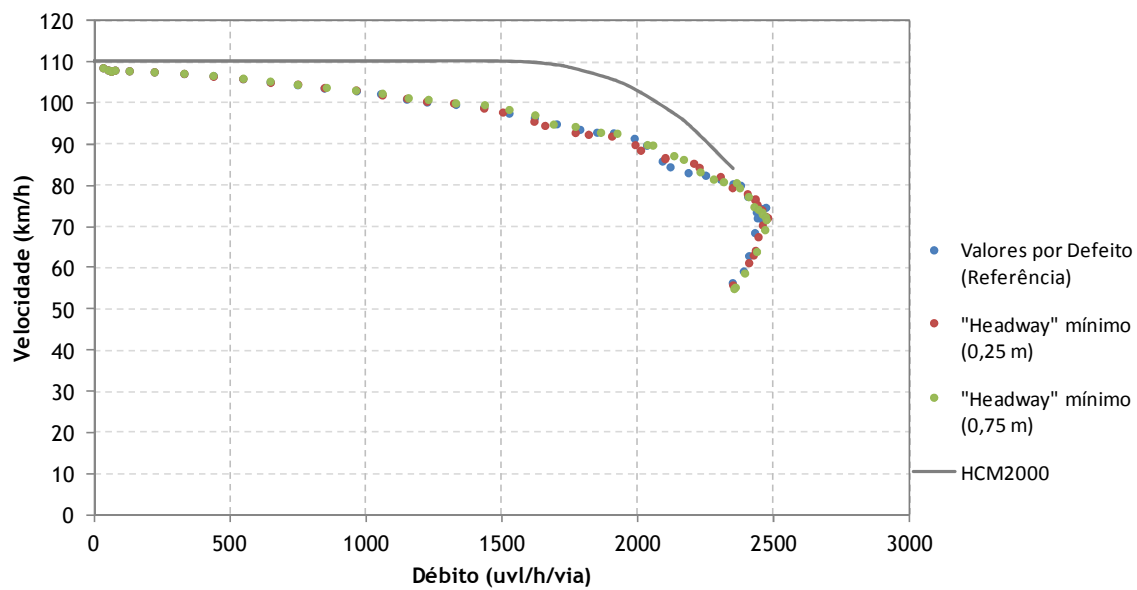


b) Média das repetições

C.18 RIGHT SIDE RULE - "HEADWAY" MÍNIMO

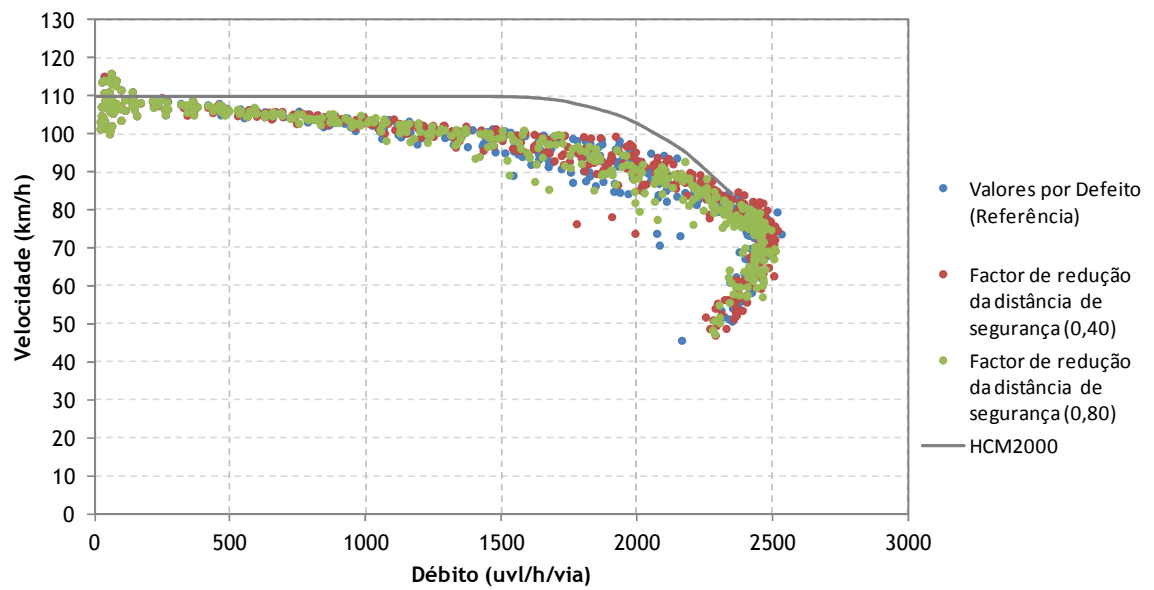


a) Resultados das repetições

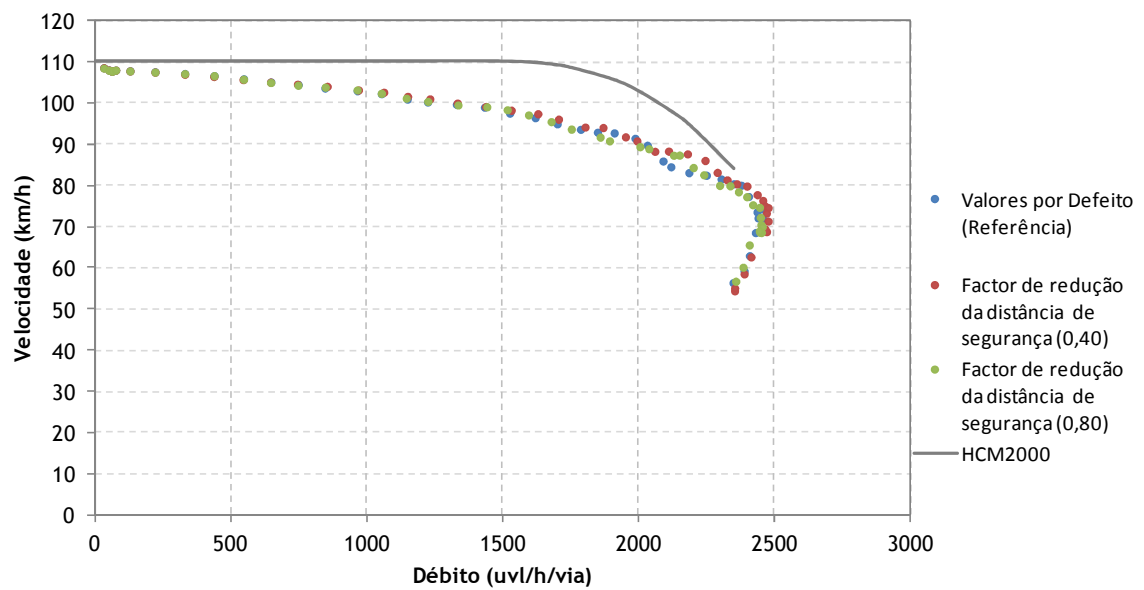


b) Média das repetições

C.19 RIGHT SIDE RULE - FATOR DE REDUÇÃO DA DISTÂNCIA DE SEGURANÇA

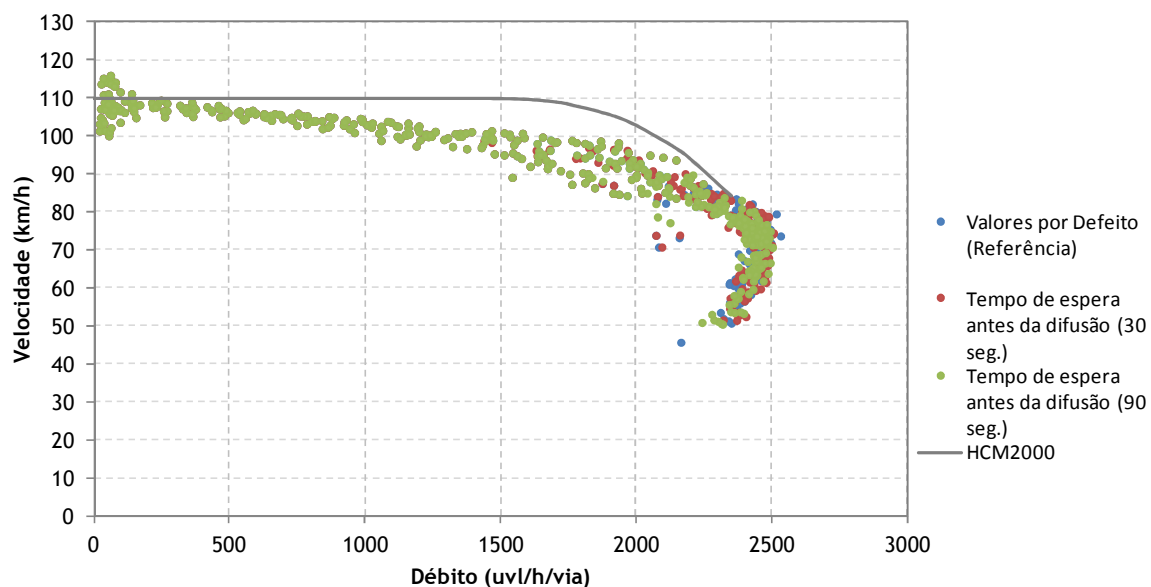


a) Resultados das repetições

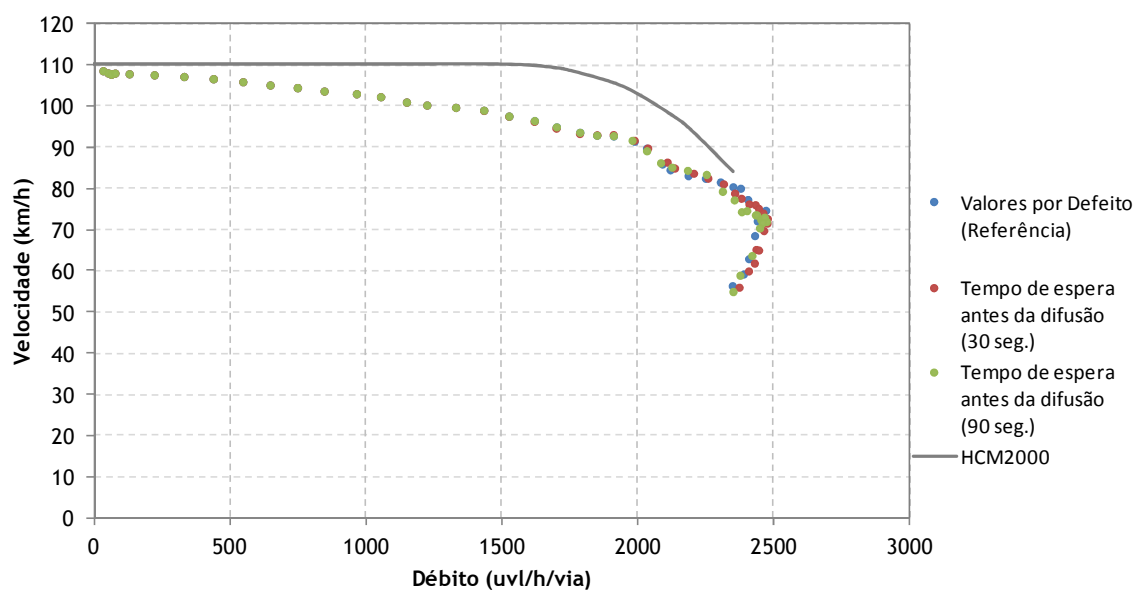


b) Média das repetições

C.20 RIGHT SIDE RULE - TEMPO DE ESPERA ANTES DA DIFUSÃO

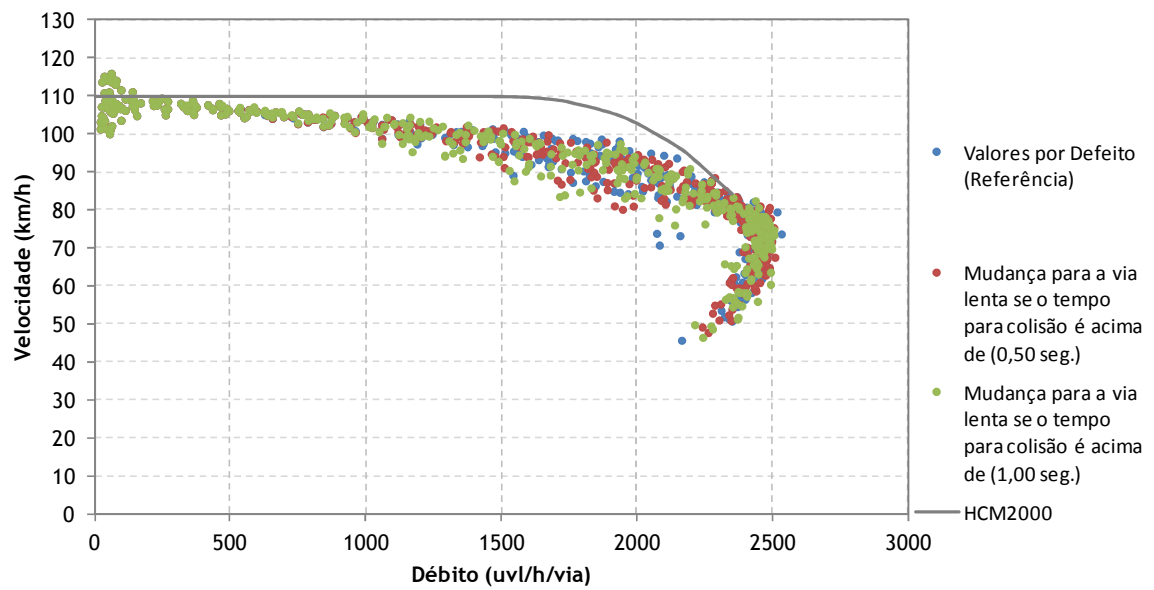


a) Resultados das repetições

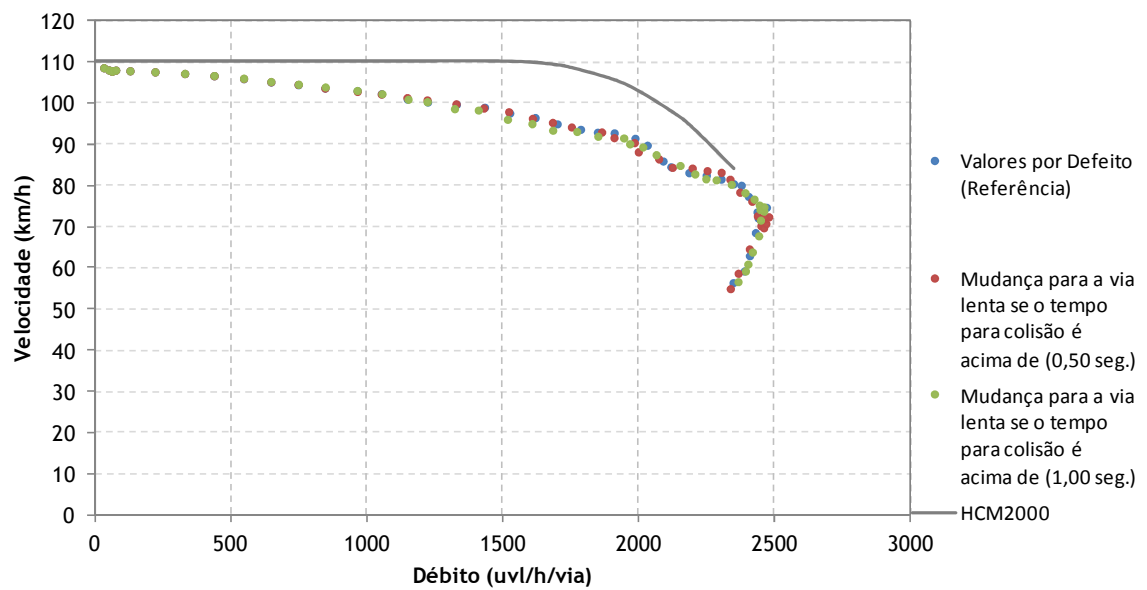


b) Média das repetições

C.21 RIGHT SIDE RULE - MUDANÇA PARA A VIA LENTA SE O TEMPO PARA COLISÃO É ACIMA DE X



a) Resultados das repetições



b) Média das repetições

ANEXO D

Dados de Base para a Construção
dos Modelos com o AIMSUN e VISSIM

ANEXO D - DADOS DE BASE PARA A CONSTRUÇÃO DOS MODELOS COM O AIMSUN E VISSIM

D.1 ESQUEMA DA GEOMETRIA EM PLANTA

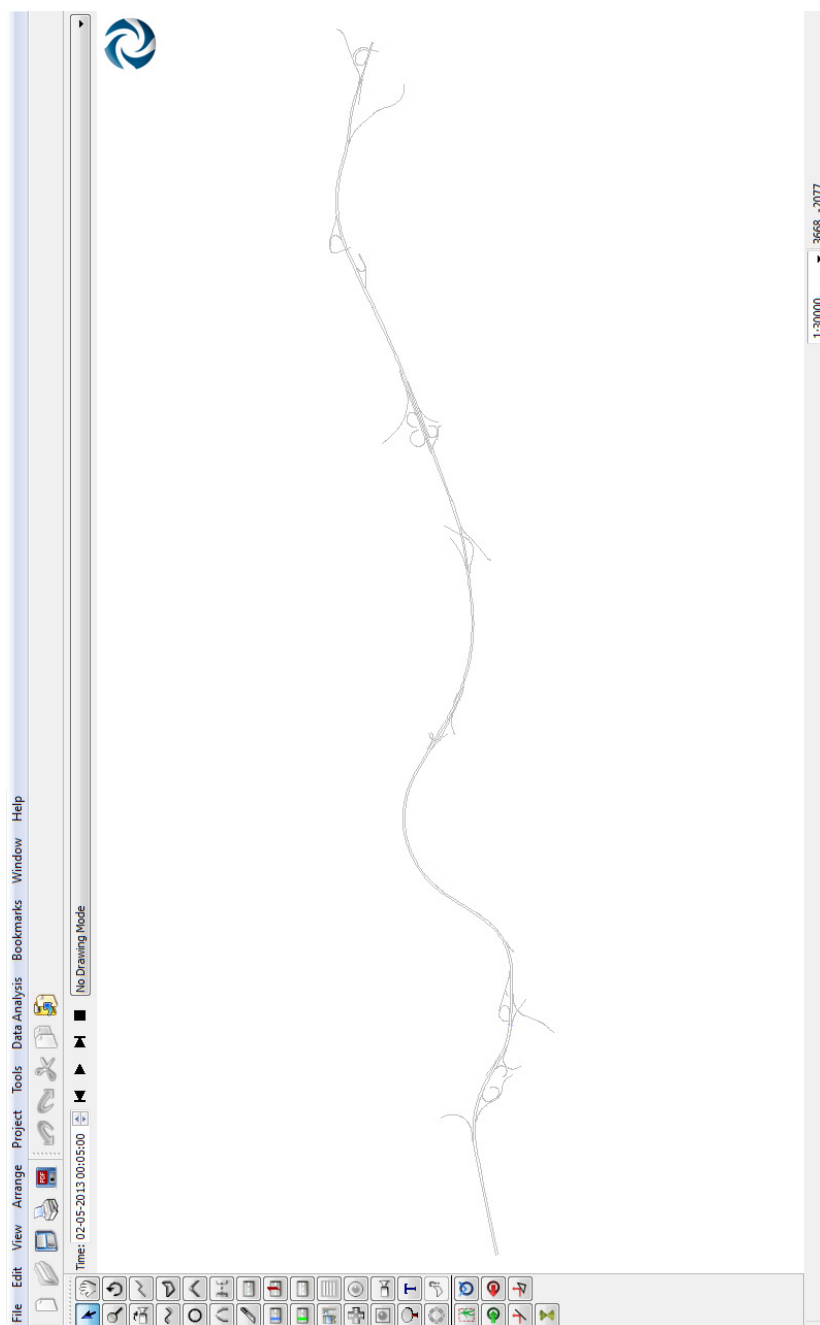
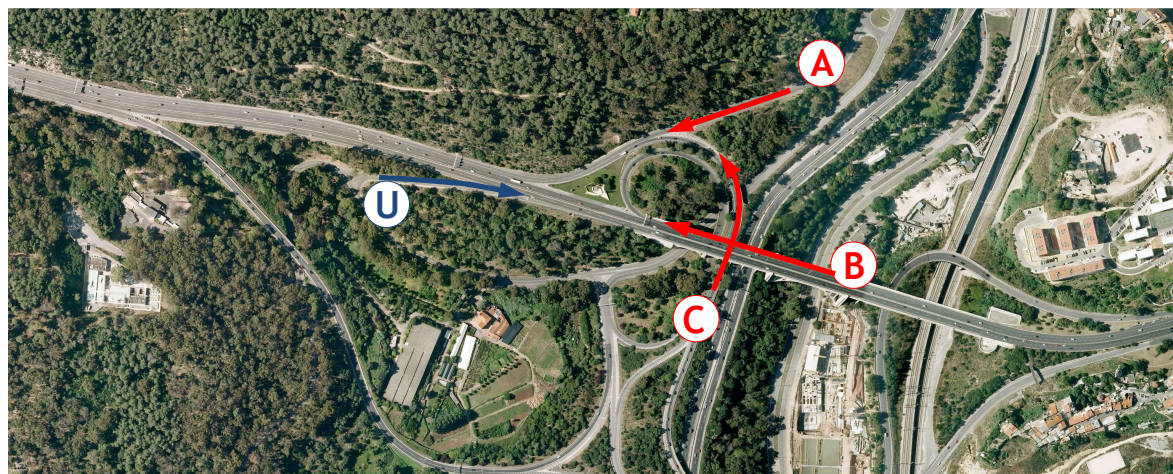


Figura D.1 - Esquema da geometria em planta da autoestrada A5 - exemplo do simulador AIMSUN

D.2 VOLUMES DE ENTRADA NA REDE



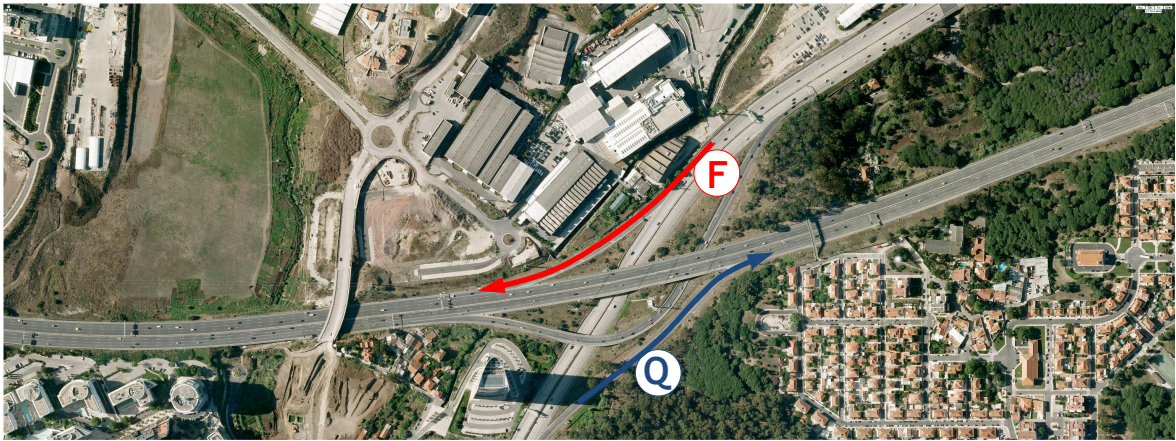
a)



b)



c)



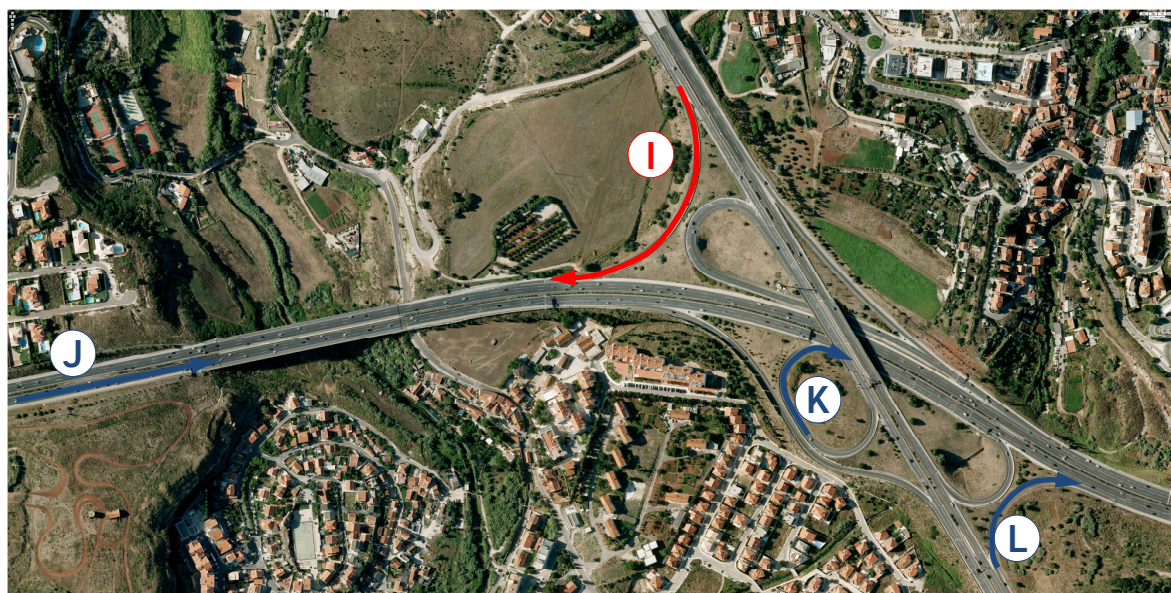
d)



e)



f)



g)

Figura D.2 - Entradas nos nós de ligação: a) Nó 1; b) Nó 2; c) Nó 3; d) Nó 4; e) Nó 5 f) Nó 6 g) Nó 7

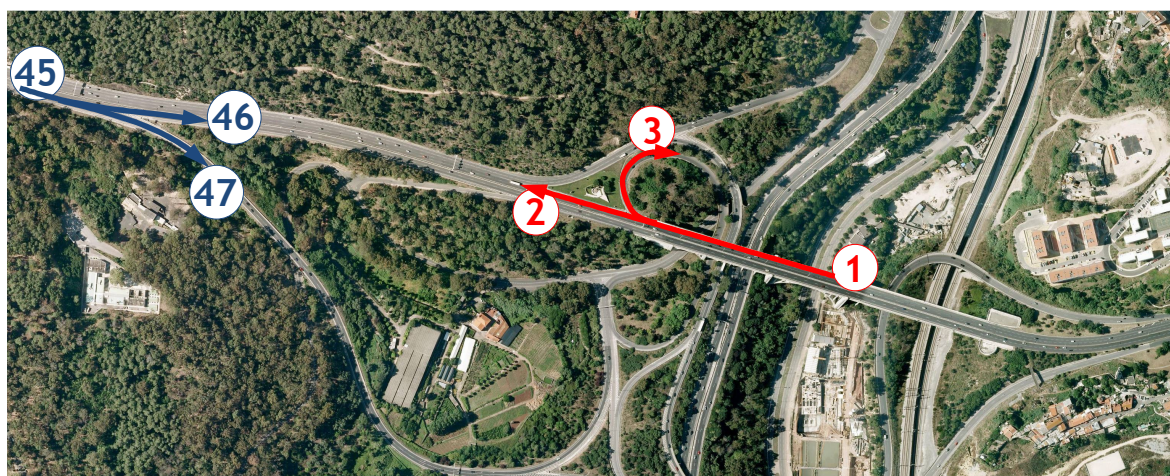
Quadro D.1 - Volumes de tráfego nas entradas do sentido Lisboa-Cascais

PERÍODO	VOLUME DE TRÁFEGO NA ENTRADA (veíc./h)								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
0h-1h	107	804	429	67	14	626	37	200	62
1h-2h	52	388	207	32	8	251	16	93	32
2h-3h	29	220	117	18	4	141	9	48	17
3h-4h	19	139	74	12	3	97	6	27	10
4h-5h	14	104	55	9	2	94	5	21	8
5h-6h	17	130	70	11	3	140	6	28	10
6h-7h	69	514	274	43	10	453	23	111	32
7h-8h	222	1 666	889	139	31	1 668	82	487	126
8h-9h	443	3 322	1 772	277	50	2 701	163	990	283
9h-10h	428	3 212	1 713	268	52	2 443	150	894	289
10h-11h	318	2 388	1 273	199	40	1 841	108	603	214
11h-12h	294	2 204	1 175	184	39	1 660	97	538	181
12h-13h	323	2 422	1 292	202	44	1 874	108	616	195
13h-14h	325	2 437	1 300	203	43	1 909	111	663	203
14h-15h	352	2 640	1 408	220	44	2 175	125	700	226
15h-16h	363	2 719	1 450	227	45	2 089	124	702	230
16h-17h	416	3 118	1 663	260	50	2 234	140	865	253
17h-18h	505	3 788	2 020	316	55	2 436	170	1 254	308
18h-19h	543	4 069	2 170	339	60	2 309	177	1 541	344
19h-20h	496	3 723	1 985	310	56	2 198	161	1 325	328
20h-21h	389	2 921	1 558	243	44	2 050	134	923	267
21h-22h	242	1 815	968	151	30	1 550	87	502	170
22h-23h	215	1 609	858	134	27	1 446	78	441	133
23h-24h	176	1 317	703	110	23	1 079	61	364	107

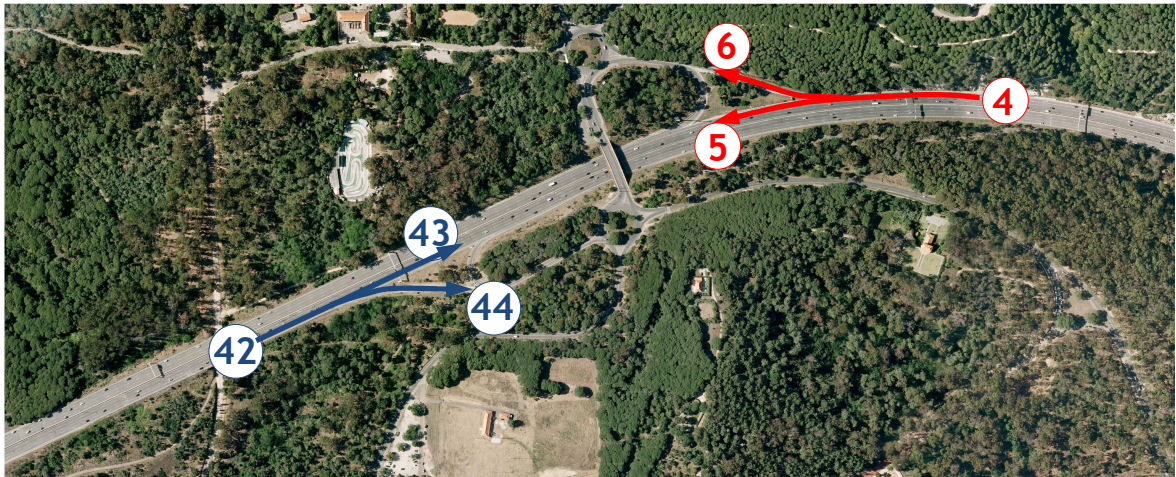
Quadro D.2 - Volumes de tráfego nas entradas do sentido Cascais-Lisboa

PERÍODO	VOLUME DE TRÁFEGO NA ENTRADA (veíc./h)											
	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
0h-1h	732	41	27	14	7	60	60	18	168	168	21	42
1h-2h	358	20	14	7	3	30	30	9	78	78	10	20
2h-3h	206	12	8	4	2	17	17	5	46	46	6	11
3h-4h	167	10	6	3	2	14	14	4	35	35	4	9
4h-5h	144	8	5	3	1	12	12	4	44	44	4	9
5h-6h	329	19	12	6	3	27	27	10	70	70	8	15
6h-7h	1 466	79	53	26	13	117	117	56	253	253	32	63
7h-8h	5 453	283	189	94	47	465	465	258	682	682	131	262
8h-9h	5 755	261	174	87	43	669	669	633	601	601	125	250
9h-10h	5 393	267	178	89	44	489	489	202	584	584	122	243
10h-11h	4 540	246	164	82	41	380	380	114	609	609	117	234
11h-12h	3 667	203	135	68	34	296	296	89	624	624	104	208
12h-13h	3 830	210	140	70	35	307	307	92	624	624	104	208
13h-14h	3 617	200	133	67	33	291	291	87	601	601	100	200
14h-15h	3 941	217	145	72	36	317	317	95	774	774	114	228
15h-16h	3 639	200	134	67	33	292	292	88	728	728	107	214
16h-17h	3 915	214	142	71	36	312	312	94	722	722	113	225
17h-18h	4 928	270	180	90	45	394	394	118	807	807	134	269
18h-19h	5 506	298	198	99	50	434	434	130	649	649	135	270
19h-20h	4 440	238	159	79	40	347	347	104	609	609	117	234
20h-21h	3 195	177	118	59	29	258	258	77	545	545	91	182
21h-22h	1 959	110	73	37	18	160	160	48	436	436	61	121
22h-23h	1 596	90	60	30	15	131	131	39	407	407	51	102
23h-24h	1 276	72	48	24	12	105	105	31	319	319	40	80

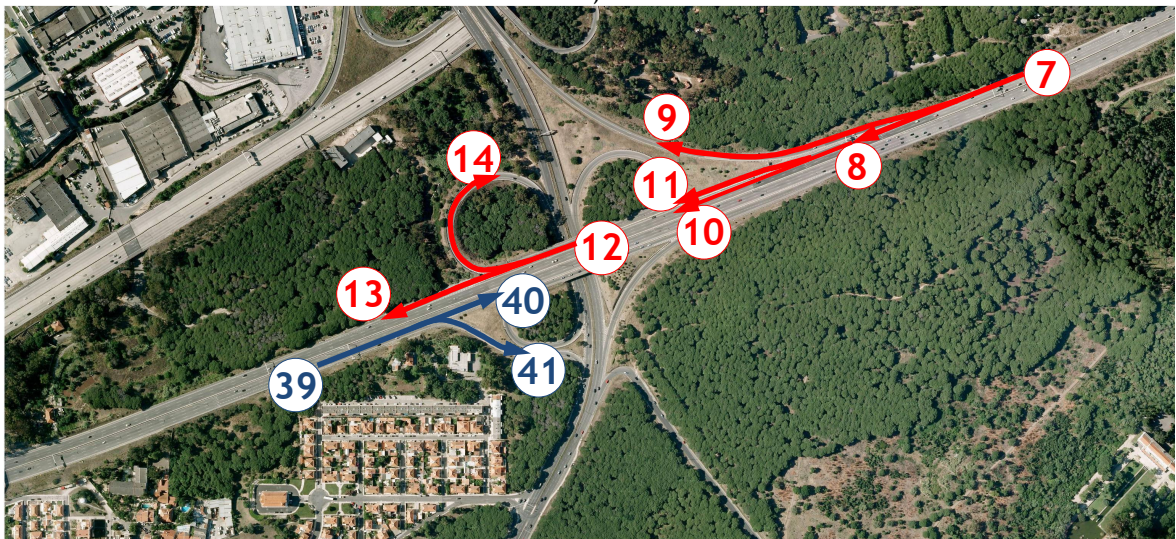
D.3 REPARTIÇÕES DE TRÁFEGO



a)



b)



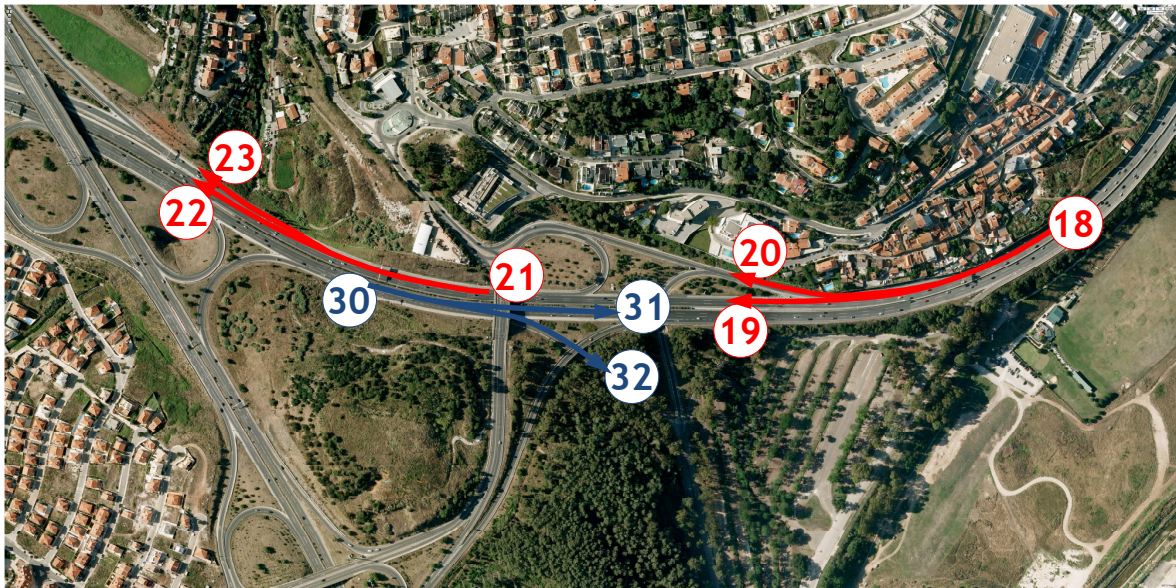
c)



d)



e)



f)



g)

Figura D.3 - Repartições de tráfego: a) Nó 1; b) Nó 2; c) Nó 3; d) Nó 4; e) Nó 5 f) Nó 6 g) Nó 7

Quadro D.3 - Repartições de tráfego do sentido Lisboa-Cascais

PERÍODO	REPARTIÇÕES DE TRÁFEGO (PERCENTAGEM)							
	1→2	1→3	4→5	4→6	7→8	7→9	8→10	8→11
0h-1h	100	0	95	5	77	23	75	25
1h-2h	100	0	95	5	74	26	71	29
2h-3h	100	0	95	5	74	26	73	27
3h-4h	100	0	95	5	73	27	71	29
4h-5h	100	0	95	5	71	29	70	30
5h-6h	100	0	95	5	71	29	70	30
6h-7h	100	0	95	5	71	29	70	30
7h-8h	100	0	95	5	74	26	73	27
8h-9h	100	0	95	5	81	19	80	20
9h-10h	100	0	95	5	80	20	78	22
10h-11h	100	0	95	5	76	24	76	24
11h-12h	100	0	95	5	75	25	74	26
12h-13h	100	0	95	5	76	24	74	26
13h-14h	100	0	95	5	77	23	75	25
14h-15h	100	0	95	5	78	22	77	23
15h-16h	100	0	95	5	77	23	77	23
16h-17h	100	0	95	5	78	22	78	22
17h-18h	100	0	95	5	81	19	81	19
18h-19h	100	0	95	5	82	18	81	19
19h-20h	100	0	95	5	81	19	80	20
20h-21h	100	0	95	5	80	20	80	20
21h-22h	100	0	95	5	78	22	77	23
22h-23h	100	0	95	5	77	23	76	24
23h-24h	100	0	95	5	77	23	75	25

Quadro D.3 - Repartições de tráfego do sentido Lisboa-Cascais (continuação)

PERÍODO	REPARTIÇÕES DE TRÁFEGO (PERCENTAGEM)							
	12→13	12→14	15→16	15→17	18→19	18→20	21→22	21→23
0h-1h	20	80	85	15	80	20	90	10
1h-2h	20	80	85	16	84	16	90	10
2h-3h	20	80	85	16	80	20	90	10
3h-4h	20	80	84	16	79	21	90	10
4h-5h	20	80	85	15	75	25	90	10
5h-6h	20	80	86	15	75	25	90	10
6h-7h	20	80	77	23	73	27	90	10
7h-8h	20	80	79	21	76	24	90	10
8h-9h	20	80	85	15	83	17	90	10
9h-10h	20	80	85	15	83	17	90	10
10h-11h	20	80	84	16	80	20	90	10
11h-12h	20	80	84	17	79	21	90	10
12h-13h	20	80	84	17	81	19	90	10
13h-14h	20	80	84	17	81	19	90	10
14h-15h	20	80	83	18	81	19	90	10
15h-16h	20	80	84	16	81	19	90	10
16h-17h	20	80	83	17	81	19	90	10
17h-18h	20	80	83	18	81	19	90	10
18h-19h	20	80	84	16	82	18	90	10
19h-20h	20	80	87	14	85	15	90	10
20h-21h	20	80	85	16	83	17	90	10
21h-22h	20	80	85	15	82	18	90	10
22h-23h	20	80	84	17	80	20	90	10
23h-24h	20	80	84	17	80	20	90	10

Quadro D.4 - Repartições de tráfego do sentido Cascais-Lisboa

PERÍODO	REPARTIÇÕES DE TRÁFEGO (PERCENTAGEM)							
	24→25	24→26	27→28	27→29	30→31	30→32	33→34	33→35
0h-1h	94	6	94	6	96	4	85	15
1h-2h	94	6	94	6	97	3	85	15
2h-3h	94	6	94	6	96	4	85	15
3h-4h	94	6	94	6	98	2	85	15
4h-5h	94	6	94	6	97	3	85	15
5h-6h	94	6	94	6	97	3	85	15
6h-7h	93	7	93	7	94	6	86	14
7h-8h	92	8	97	3	88	12	87	13
8h-9h	92	8	97	3	78	22	88	12
9h-10h	92	8	97	3	85	15	89	11
10h-11h	93	7	95	5	93	7	90	10
11h-12h	94	6	94	6	95	5	85	15
12h-13h	94	6	94	6	94	6	85	15
13h-14h	94	6	94	6	95	5	85	15
14h-15h	94	6	94	6	95	5	85	15
15h-16h	94	6	94	6	94	6	85	15
16h-17h	94	6	94	6	94	6	85	15
17h-18h	94	6	94	6	94	6	85	15
18h-19h	94	6	94	6	93	7	85	15
19h-20h	94	6	94	6	92	8	85	15
20h-21h	94	6	94	6	95	5	85	15
21h-22h	94	6	94	6	96	4	85	15
22h-23h	94	6	94	6	96	4	85	15
23h-24h	94	6	94	6	96	4	85	15

Quadro D.4 - Repartições de tráfego do sentido Cascais-Lisboa (continuação)

PERÍODO	REPARTIÇÕES DE TRÁFEGO (PERCENTAGEM)							
	36→37	36→38	39→40	39→41	42→43	42→44	45→46	45→47
0h-1h	74	26	90	10	98	2	50	50
1h-2h	75	25	85	15	98	2	50	50
2h-3h	72	28	91	9	98	2	50	50
3h-4h	66	34	91	9	98	2	50	50
4h-5h	59	41	92	8	98	2	50	50
5h-6h	51	49	92	8	98	2	50	50
6h-7h	54	46	92	8	98	2	50	50
7h-8h	79	21	89	11	98	2	50	50
8h-9h	85	15	74	26	98	2	50	50
9h-10h	82	18	85	15	98	2	50	50
10h-11h	78	22	93	7	98	2	50	50
11h-12h	83	17	95	5	98	2	50	50
12h-13h	82	18	93	7	98	2	50	50
13h-14h	82	18	94	6	98	2	50	50
14h-15h	82	18	93	7	98	2	50	50
15h-16h	83	17	93	7	98	2	50	50
16h-17h	85	15	93	7	98	2	50	50
17h-18h	82	18	93	7	98	2	50	50
18h-19h	83	17	91	9	98	2	50	50
19h-20h	86	14	94	6	98	2	50	50
20h-21h	82	18	96	4	98	2	50	50
21h-22h	81	19	96	4	98	2	50	50
22h-23h	78	22	95	5	98	2	50	50
23h-24h	78	22	94	6	98	2	50	50